



Matthias Costa Vaz

Bernardo

REFORÇO SÍSMICO DE ESTRUTURAS EM ADOBE



**Matthias Costa Vaz
Bernardo**

REFORÇO SÍSMICO DE ESTRUTURAS EM ADOBE

Nº. Mec. 42961

Dissertação de Tese de Mestrado a apresentar à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Aníbal Guimarães Costa, professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e coorientação científica do Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Dedico este trabalho à minha mãe.

o júri

presidente

Professor Doutor Joaquim Miguel Gonçalves Macedo
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes
Professor Auxiliar da Faculdade do Porto – Faculdade de Engenharia
(arguente)

Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro (orientador).

agradecimentos

A realização desta dissertação não seria possível sem a ajuda e o apoio de algumas pessoas, às quais não poderia deixar de agradecer.

Ao Professor Aníbal Costa e ao Professor Humberto Varum pela disponibilidade e orientação na realização deste trabalho.

Ao Jorge Fonseca pela sua camaradagem, amizade, paciência e acompanhamento na realização de todos os trabalhos.

Ao José Melo pela transmissão de conhecimentos a vários níveis, estando sempre disponível para quaisquer esclarecimentos.

À Eng.^a Maria Carlos e ao Vítor Rodrigues pelo apoio na realização dos ensaios laboratoriais.

Aos meus colegas José Carlos e Pedro Sarrico por todo o apoio dado na realização do reforço do modelo de adobe, tal como a todos os alunos voluntários na preparação dos materiais.

Ao António Figueiredo pela disponibilidade e apoio na elaboração desta dissertação, assim como na preparação do ensaio do modelo.

Ao Sérgio Cunha pela sua contribuição na preparação e realização do ensaio do modelo.

À minha família por todo apoio dado na minha formação pessoal e académica.

A todos os restantes colegas e amigos que me marcaram, de alguma forma, durante o meu percurso académico, sendo impossível e trabalhoso mencionar especificamente cada um.

Este trabalho teve financiamento por Fundos FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade – COMPETE e por Fundos Nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia no âmbito do projeto PTDC/ECM-EST/2396/2012.

palavras-chave

Alvenaria de Adobe; Caracterização estrutural; Modelo à escala real; Vulnerabilidade sísmica, Comportamento cíclico; Reparação e reforço sísmico.

resumo

A construção em alvenaria de adobe tem um vasto património a nível mundial. É possível encontrar construção em terra no nosso território, sendo que a técnica particular do adobe foi amplamente utilizada na região de Aveiro durante o século XIX até meados do século XX.

Devido à tradição e valor patrimonial da construção em alvenaria de adobe, diversos trabalhos têm vindo a ser desenvolvidos no departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, perspetivando um aprofundar de conhecimentos acerca deste tipo de construção. A vulnerabilidade sísmica das construções em alvenaria de adobe fez com que surgissem vários estudos para caracterização sísmica das mesmas, sendo que, recentemente, foi levada a cabo a realização de um ensaio cíclico, simulando os efeitos de um sismo, num modelo de adobe à escala real, construído no laboratório do departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

A presente dissertação tem como objetivo estudar formas de reparação e reforço sísmico de estruturas em adobe. Para isso foi reparado e reforçado o modelo previamente ensaiado, e novamente submetido a um ensaio cíclico, de modo a fazer-se uma análise comparativa com o ensaio prévio e assim retirar conclusões sobre a eficácia da solução de reforço aplicada.

keywords

Adobe masonry; Structural characterization; Full scale model; Seismic Vulnerability; Cyclic behavior; Seismic retrofitting and repair.

abstract

The adobe masonry construction has a vast heritage all around the globe. Earth construction can be found in Portugal, as the adobe technique was widely used in the region of Aveiro during the XIX century until the mid of XX century.

Due to the tradition and patrimonial value of the adobe masonry construction, several studies have been developed in the Civil Engineering Department of the University of Aveiro with the purpose of getting a better and deeper knowledge about this type of construction. The seismic vulnerability of all the constructions built in adobe masonry is the main reason of so many and different studies about their seismic behaviour and, recently, one of them was to do a test of horizontal loads in a cyclic movement, creating the same effects of one earthquake using one full scale adobe model built in the Civil Engineering Department of University of Aveiro.

The main goal of this study is to obtaining further knowledge of seismic repairing and retrofitting of adobe masonry. In order to do that, a previously tested adobe model was repaired and retrofitted and submitted to a new cyclic test with the intention of doing a comparative analysis with the previous results and to conclude the effectiveness of the implemented reinforcement.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	i
ÍNDICE DE FIGURAS	iii
ÍNDICE DE TABELAS	vii
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Motivação	2
1.3. Objetivos	2
1.4. Estratégia	3
1.5. Estrutura da dissertação	3
CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA DE ADOBE	5
2.1. O Adobe no Mundo	5
2.2. Comportamento Cíclico da Alvenaria de Adobe	7
CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE ADOBE.....	13
3.1. Caracterização do Modelo de Adobe.....	13
3.2. Preparação do Ensaio	17
CAPÍTULO 4 – ENSAIO DO MODELO ORIGINAL	23
4.1. Comportamento Global.....	23
4.2. Evolução dos Danos.....	26
4.3. Deslocamento Lateral	28
4.4. Rigidez da Estrutura.....	30
4.5. Levantamento da Base	32
4.6. Frequências Naturais.....	34
CAPÍTULO 5 - SOLUÇÃO DE REFORÇO	37
5.1. Injeção de Calda.....	37

5.2. Reforço Sísmico.....	39
5.2.1. Rede geossintética e buchas plásticas	42
5.2.2. Cantoneiras.....	44
5.2.3. Acabamento.....	46
5.3. Caracterização dos Materiais	48
5.3.1. Blocos de adobe	48
5.3.2. Argamassas.....	49
5.3.3. Rede geossintética	52
5.4. Análise de custos	54
CAPÍTULO 6 – RESULTADOS DO ENSAIO DO MODELO REFORÇADO E ANÁLISE COMPARATIVA.....	57
6.1. Comportamento Global.....	57
6.2. Evolução dos Danos.....	59
6.3. Deslocamento Lateral	65
6.4. Rigidez da Estrutura.....	68
6.5. Levantamento da Base	70
6.6. Frequências Naturais.....	73
6.7. Energia Dissipada	76
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS ..	79
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81
ANEXO A	85
ANEXO B	87
ANEXO C	99
ANEXO D	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplos de construções em terra (Nascentes, 2011; Torgal <i>et al.</i> , 2009).....	5
Figura 2 - Distribuição da construção em terra pelo Mundo (CRAterre, 2015).....	6
Figura 3 – Danos tipo de esforços no plano das paredes (Tolles <i>et al.</i> , 2000)	8
Figura 4 - Exemplo de aplicação de vigas de coroamento utilizando diferentes materiais (Blondet <i>et al.</i> , 2003).....	9
Figura 5 - Reforço com recurso a canas de bambu (Dowling <i>et al.</i> , 2005).....	10
Figura 6 - Casa de adobe reforçada com malha geossintética durante um ensaio sísmico e mesa vibratória na PUCP (Blondet <i>et al.</i> , 2003).....	11
Figura 7 - Reforço com malha geossintética de parede em "I"(Figueiredo, 2009)	11
Figura 8 - a) Local de recolha de adobes b) Adobes usados na construção do modelo (Carvalho, 2013).....	13
Figura 9 - Exemplo de um bloco de adobe utilizado na construção do modelo.....	14
Figura 10 – Modelo em planta.....	14
Figura 11 - Alçados do modelo	15
Figura 12 - Esquema modelo / servo atuador	16
Figura 13 – Contraventamento e estrutura externa de suporte de sensores.....	17
Figura 14 - Equipamento de monitorização: a) Célula de carga b) Acelerómetro c) Sensor de fio d) Servo-atuador 300 MPa e) Potenciómetros Gefran f) LVDT (Carvalho, 2013).....	18
Figura 15 – Posição do equipamento de monitorização	20
Figura 16 – Estrutura em alumínio de suporte de sensores externos	21
Figura 17 - Localização das células de carga (Carvalho, 2013).....	21
Figura 18 - Danos do modelo de adobe original (Carvalho, 2013)	23
Figura 19 - Gráfico Tensão- <i>drift</i> : Modelo original	24
Figura 20 - Fissuração após o ensaio monotónico: a) Fachada Norte b) Fachada Sul c) Fachada Oeste d) Fachada Este (Carvalho, 2013).....	26
Figura 21 - Fissuração no final do ensaio do modelo original: a) Fachada Norte b) Fachada Sul c) Fachada Oeste d) Fachada Este (Carvalho, 2013)	27
Figura 22 - Deslocamento lateral: Modelo original.....	28
Figura 23 – Gráfico Tensão-Extensão de corte do modelo original.....	31

Figura 24 - Levantamento da base (Carvalho, 2013)	32
Figura 25 - Levantamento da base: Modelo original.....	33
Figura 26 - Gráfico de evolução das frequências naturais do modelo original ao longo do ensaio.....	34
Figura 27 – Primeiro processo de reparação de fissuras: a) Tamponamento das fissuras b) Injeção de caldas	38
Figura 28 - Segundo processo de reparação de fissuras, após remoção do reboco: a) Tamponamento das fissuras b) Injeção de caldas.....	38
Figura 29 - a) Rede geossintética b) Bucha plástica.....	39
Figura 30 - Cantoneira plástica utilizada para o reforço do modelo	40
Figura 31 – Exemplos ilustrativos dos três métodos de aplicação das cantoneiras.....	40
Figura 32 – Sobreposição de rede.....	42
Figura 33 – Modelo reforçado sem reboco.....	43
Figura 34 – Pormenores da aplicação junto às zonas de aberturas.....	43
Figura 35 - Cantoneiras aplicadas com recurso a prego e bucha plástica	46
Figura 36 – Evolução da aplicação do reboco	46
Figura 37 - Modelo pintado.....	47
Figura 38 – Malha quadriculada na superfície do modelo: a) interior b) exterior.....	47
Figura 39 – Blocos de adobe recuperados e exemplo de um ensaio de flexão.....	48
Figura 40 - Ensaio de um provete de argamassa: a) Flexão b) Compressão (Carvalho, 2013).....	49
Figura 41 – Ensaio de compressão de cilindro de argamassa (Carvalho, 2013)	50
Figura 42 - Provetes de argamassa usada no tamponamento das fissuras.....	51
Figura 43 - Pundit	52
Figura 44 – Ensaio da rede geossintética: a) Máquina de tração b) Cuva tensão vs deformação (Figueiredo, 2009)	53
Figura 45 - Gráficos tensão- <i>drift</i> : Modelo original e reforçado	57
Figura 46 - Evolução dos danos para diferentes níveis de <i>drift</i> nas diferentes paredes do modelo. a) Este b) Norte c) Oeste d) Sul	59
Figura 47 - Primeiros danos no ensaio (<i>drift</i> de 0,250%).....	60
Figura 48 - Danos após os níveis de <i>drift</i> de 0,300% e 0,400%	60
Figura 49 – Agravamento das fissuras de base após os níveis de <i>drift</i> de 0,500% e 0,750%	61
Figura 50 – Danos após o nível de <i>drift</i> de 1,000%	61

Figura 51 - a) Fissura diagonal na face exterior da parede Norte após o nível de <i>drift</i> de 1,250% b) Fissura diagonal na face interior da parede Norte após o nível de <i>drift</i> de 1,250% c) Danos da fachada Sul após o nível de <i>drift</i> de 1,250% d) Danos da fachada Norte após nível de <i>drift</i> de 1,500%	62
Figura 52 - Danos nos cunhais: a) Método de varões roscados no exterior do modelo b) Método de cozedura no exterior do modelo c) Método de varões roscados no interior do modelo d) Método de cozedura no interior do modelo	64
Figura 53 – Deslocamento lateral: Modelo reforçado	65
Figura 54 - Gráficos Tensão-Extensão de corte Modelo reforçado vs. Modelo original	68
Figura 55 - Levantamento da base: Modelo reforçado.....	70
Figura 56 - Acelerómetros fachada Este.....	73
Figura 57 - Frequências naturais do modelo	74
Figura 58 - Energia dissipada ao longo do ensaio	76
Figura 59 - Mapa de pormenor de danos do modelo original: Fachada Norte.....	99
Figura 60 - Mapa de pormenor de danos do modelo original: Fachada Sul.....	100
Figura 61 - Mapa de pormenor de danos do modelo original: Fachada Este	101
Figura 62 - Mapa de pormenor de danos do modelo original: Fachada Oeste	102
Figura 63 - Mapa de pormenor de danos do modelo reforçado: Fachada Norte	103
Figura 64 - Mapa de pormenor de danos do modelo reforçado: Fachada Sul.....	104
Figura 65 - Mapa de pormenor de danos do modelo reforçado: Fachada Este	105
Figura 66 - Mapa de pormenor de danos do modelo reforçado: Fachada Oeste	106

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Designação do equipamento de monotorização	19
Tabela 2 - Leitura das frequências naturais do modelo original ao longo do ensaio	34
Tabela 3 - Características médias dos blocos de adobe (Carvalho, 2013)	48
Tabela 4 - Resultados de tensão-deformação da rede (Figueiredo, 2009).....	53
Tabela 5 - Custos dos materiais usados no reforço	54
Tabela 6 - Custos da mão-de-obra associada ao reforço	54
Tabela 7 - Leituras das frequências naturais ao longo do ensaio	73
Tabela 8 - Diferenças de frequências naturais.....	75
Tabela 9 - Percentagem de energia dissipada ao longo do ensaio por nível de <i>drift</i>	77
Tabela 10 – Valores do ensaio à flexão dos adobes recuperados	85
Tabela 11 – Média dos resultados do ensaio à flexão dos adobes recuperados	85
Tabela 12 – Resultados dos ensaios de flexão: argamassa de assentamento.....	87
Tabela 13 – Resultados dos ensaios de compressão: argamassa de assentamento.....	88
Tabela 14 - Resultados dos ensaios de flexão: argamassa usada no tamponamento das fissuras.....	89
Tabela 15 - Resultados dos ensaios de compressão: argamassa usada no tamponamento das fissuras.....	90
Tabela 16 – Resultados dos ensaios de compressão: argamassa injetada nas fissuras na primeira injeção	91
Tabela 17 - Resultados dos ensaios de compressão: argamassa injetada nas fissuras na segunda injeção.....	92
Tabela 18 - Resultados dos ensaios de flexão: argamassa injetada nas fissuras na segunda injeção.....	93
Tabela 19 – Resultados do ensaio Pundit: argamassa de assentamento	94
Tabela 20 - Resultados do ensaio Pundit: argamassa usada no tamponamento das fissuras	96
Tabela 21 - Resultados do ensaio Pundit: argamassa injetada nas fissuras na segunda injeção.....	97

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

O primeiro capítulo tem como intuito introduzir o tema abordado na presente dissertação: reforço sísmico de estruturas em alvenaria de adobe. São apresentados os objetivos da dissertação, assim como a organização deste documento.

1.1. Enquadramento

A construção recorrendo a alvenaria de adobe é dos métodos construtivos mais antigos, tendo sido muito utilizado por várias civilizações ao longo dos anos. A construção com recurso a blocos em adobe apresenta várias vantagens, tanto por ser um material fornecido pela natureza, o que garante um baixo-custo e sustentabilidade à construção; como, por outro lado, por se tratar de um material fácil de manusear, obtendo-se blocos de adobe com várias formas e dimensões de forma fácil. Além do seu baixo-custo e tecnologia simples, a construção em adobe apresenta excelentes características térmicas e acústicas (Almeida *et al.*, 2006; Useche, 2012).

A construção em adobe teve tradição em certas zonas do nosso país, do século XIX até meados do século XX. O distrito de Aveiro foi, nessa época, uma zona de grande produção de adobes e, por essa razão, a Universidade de Aveiro tem vindo a desenvolver alguns trabalhos de investigação focados neste material e suas técnicas construtivas (Pereira, 2008). A presente dissertação enquadra-se no estudo das técnicas de construção em adobe e no desenvolvimento de técnicas de reparação sísmica das mesmas.

1.2. Motivação

Sismos recentes mostram que as estruturas em terra são vulneráveis quando sujeitas à ação sísmica, sendo que se verificam graves danos estruturais, ou até mesmo o colapso destas, quando são atingidas por sismos, o que provoca grandes perdas de património, assim como a perda de muitas vidas, em locais em que a construção com adobe seja predominante (Tolles *et al.*, 2000; Torrealva e Neumann, 2003). Existem, atualmente, poucos estudos experimentais sobre o comportamento cíclico das estruturas de adobe. A motivação da presente dissertação passa pela contribuição do estudo deste comportamento e do desenvolvimento de técnicas de reforço e reparação, que podem ser importantes para a preservação de edifícios históricos em adobe, tal como na melhoria da construção com recurso a esta técnica, de modo a construir cada vez mais estruturas sustentáveis, como são as de adobe.

1.3. Objetivos

Como já foi referido anteriormente, diversos estudos sobre este material já foram realizados na Universidade de Aveiro. Recentemente procedeu-se no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro à construção de um modelo em adobe característico da região - com dimensões à escala real - que foi posteriormente ensaiado com carregamentos horizontais cíclicos, de modo a caraterizar o comportamento típico deste tipo de estruturas quando sujeitas a ação sísmica (Carvalho, 2013).

A realização desta dissertação tem como objetivo procurar uma solução de reforço sísmico para o modelo de adobe previamente ensaiado, procurando-se que a solução seja económica, de fácil aplicação e que confira pelo menos a mesma resistência que a estrutura tinha antes do reforço.

1.4. Estratégia

Para o desenvolvimento deste trabalho serão, numa primeira fase, aplicadas técnicas de injeção de caldas nas fissuras, de modo a reparar os danos causados pelo ensaio cíclico anterior. Seguidamente, será aplicado o reforço sísmico, que passa por um reboco armado com uma rede geossintética. Esta será aplicada em toda a superfície do modelo e fixa através de pregos com buchas e cantoneiras plásticas.

Após o modelo ser reforçado, este será novamente submetido a ensaios de cargas cíclicas, sendo que os resultados deste novo ensaio serão comparados com os resultados do ensaio realizado no modelo original, de modo a poder concluir-se sobre as técnicas utilizadas no seu reforço.

1.5. Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em 7 capítulos, cada um deles dividido em subcapítulos e no final encontram-se os anexos.

No presente capítulo faz-se o enquadramento do tema desenvolvido nesta dissertação, assim como a motivação e objetivos a alcançar com a mesma.

No segundo faz-se uma referência sucinta à caracterização da construção em terra, visto que esta já foi feita de uma forma mais detalhada na dissertação da qual esta é seguimento. Também se faz neste capítulo uma análise mais detalhada relativa ao comportamento sísmico das estruturas em adobe, fazendo-se referência à vulnerabilidade sísmica e algumas técnicas de reforço das mesmas.

No capítulo terceiro é feita a caracterização do modelo de adobe, no qual se faz referência, não só à sua geometria, mas também aos materiais utilizados na construção do mesmo. De seguida far-se-á referência à preparação do ensaio efetuado no modelo, apresentando-se toda a instrumentação utilizada na realização do ensaio.

No quarto capítulo é feita uma descrição do ensaio do modelo original, apresentando-se também alguns resultados do mesmo.

O capítulo seguinte refere-se à solução de reforço aplicada no modelo. Faz-se referência aos trabalhos de reparação realizados previamente e apresenta-se uma descrição pormenorizada das tarefas e técnicas utilizadas no reforço. Encontra-se também neste capítulo a caracterização dos materiais utilizados no modelo.

No sexto capítulo são descritos os resultados do ensaio cíclico, apresentando-se os danos sofridos pelo modelo, assim como esquemas de deslocamentos e gráficos resultantes das leituras dos sensores aplicados. Estes resultados são, sempre que possível, comparados com os resultados do ensaio realizado no modelo original, de modo a tirar conclusões sobre a eficácia da solução de reforço.

No capítulo sete fazem-se as conclusões finais do estudo, discutindo os resultados do ensaio, assim como possíveis trabalhos futuros a realizar neste campo.

Por fim são apresentados os anexos, nos quais se encontram os mapas de danos detalhados do modelo, tais como as tabelas de resultados de ensaios de caracterização dos blocos de adobe e das argamassas utilizadas no modelo.

CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA DE ADOBE

2.1. O Adobe no Mundo

As técnicas construtivas tendo como matéria-prima a terra, datam de há milhares de anos, sendo que não se sabe ao certo quando é que estas começaram a surgir. Devido à falta de outras matérias-primas, certas civilizações, um pouco por todo o globo, recorreram à terra para construir as suas civilizações (Torgal, Eires e Jalali, 2009) (Figura 1).



Figura 1 - Exemplos de construções em terra (Nascentes, 2011; Torgal *et al.*, 2009)

Estas técnicas vieram a cair em desuso muito devido ao aparecimento de novos materiais e técnicas construtivas, assim como a maior facilidade no transporte de matéria-prima. No entanto, ainda existe uma fração considerável da população mundial a habitar em construções deste tipo. Grande parte destas construções encontram-se em países subdesenvolvidos, mas conseguiram também sobreviver ao longo dos tempos em países desenvolvidos, oferecendo aos seus habitantes boas condições de habitabilidade (Figura 2).

ARCHITECTURE DE TERRE DANS LE MONDE



Figura 2 - Distribuição da construção em terra pelo Mundo (CRAterre, 2015)

Em Portugal, verifica-se a utilização de várias técnicas de construção com terra que datam de há várias centenas de anos, sendo as principais o adobe, a taipa e o tabique, que variam consoante a região do país (Torgal *et al.*, 2009). O adobe é predominantemente encontrado na zona do litoral centro, nomeadamente na região de Aveiro, em que se podem encontrar construções de vários tipos, como por exemplo edifícios de habitação ou de serviços (alguns de dimensões consideráveis), assim como muros, muros de suporte de terras ou poços de água (Baltar e Sattler, 2005; Pereira, 2008).

A tradição desta técnica na região de Aveiro conduziu, no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, à realização de diversos estudos, de modo a poder caraterizar-se e conhecer-se melhor este material e suas técnicas construtivas (Figueiredo, 2009; Oliveira, Varum e Vargas, 2012; Pereira, 2008; Silveira, Varum e Costa, 2013; Tavares, Costa e Varum, 2012).

2.2. Comportamento Cíclico da Alvenaria de Adobe

As estruturas em adobe apresentam algumas vantagens, que já foram referidas anteriormente. No entanto, estas são vulneráveis quando sujeitas a fenómenos naturais como chuva, cheias ou sismos (Gutierrez, 2004; Pereira, 2008). O mau comportamento de estruturas em adobe quando sujeitas a sismos é justificado pelo seu elevado peso próprio, que origina forças sísmicas muito grandes, fraca resistência à tração deste material, o que impossibilita a ligação entre os diversos elementos estruturais, e ainda pela falta de ductilidade deste tipo de estruturas (Atc-40, 1996; Blondet, M. e Brzev, 2003; Maniatidis e Walker, 2003; NTE E.080, 2000).

Um sismo causa vibrações no solo que podem ser horizontais ou verticais. As estruturas são mais afetadas pelas forças horizontais criadas por um sismo, sendo que os valores das componentes verticais são normalmente inferiores a 50% dos valores das componentes horizontais das forças provocadas por um sismo (Minke, 2001). Sendo assim, do ponto de vista da estabilidade estrutural, é mais importante estudar os esforços horizontais causados por um sismo. Estes podem ser de dois tipos: paralelos aos planos das paredes da estrutura ou perpendiculares aos mesmos. Obviamente que os esforços horizontais que atuam com um certo ângulo em relação ao plano de uma parede podem ser decompostos numa componente perpendicular e noutra paralela ao mesmo.

Os esforços que atuam paralelamente são os menos gravosos, sendo que estes provocam apenas algumas fissuras diagonais típicas em zonas que apresentam aberturas por todo o seu plano, como se pode ver na Figura 3, que resultam de um ensaio de simulação de forças sísmicas em modelos à escala 1:5 em laboratório na Universidade de Kassel, Alemanha (Minke, 2001).

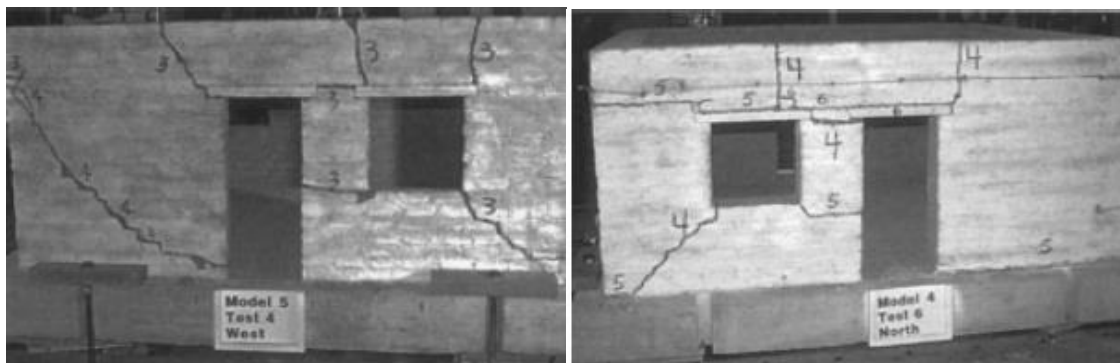


Figura 3 – Danos tipo de esforços no plano das paredes (Tolles *et al.*, 2000)

Os esforços perpendiculares aos planos das paredes são os mais gravosos pois criam momentos que, devido à fraca resistência à tração do adobe, originam falhas na ligação entre paredes, que fazem com que estas passem a funcionar isoladamente, havendo assim a perda de estabilidade e podendo levar à queda das mesmas e colapso do telhado. É por isso importante reforçar a ligação entre paredes para que estas consigam resistir a forças horizontais sísmicas no seu plano. De modo a garantir que a estrutura resista aos sismos, os telhados devem estar bem fixos às paredes, ou então devem encontrar-se apoiados sobre um sistema de suporte exterior às paredes, de modo a que o telhado e as paredes da estrutura balancem de forma independente, devido às suas diferentes frequências. Outro tipo de falha que ocorre deve-se à presença de tensões de corte, que originam o aparecimento de fissuras diagonais (Manuel, Costa e Ponte, 2012; Oliveira *et al.*, 2012; Peña e Lourenço, 2006).

O principal elemento estrutural de estruturas em alvenaria de adobe são as suas paredes sendo que a ocorrência de sismos é responsável pelo súbito fissuramento das mesmas. De modo a garantir critérios de segurança neste tipo de estruturas, a aplicação de soluções de reforço adequadas são vitais. Procura-se que estas soluções sejam de baixo-custo e utilizando materiais amplamente disponíveis, pois este tipo de construção encontra-se maioritariamente em regiões subdesenvolvidas. São vários os estudos já realizados de modo a atingir esses objetivos e, com a realização desta dissertação procurar-se-á obter informação adicional para poder melhorar cada vez mais este tipo de soluções (Oliveira *et al.*, 2012).

Uma forma de reforço muito comum em construções de alvenaria passa pela injeção de argamassas para reparar zonas danificada. Esta técnica é também uma boa solução para o caso particular das estruturas em alvenaria de adobe, quando devidamente aplicada e

utilizando materiais adequados, de modo a não gerar problemas de incompatibilidade no futuro. A injeção de argamassas em zonas fissuradas é uma boa solução para devolver à estrutura a resistência que o material apresentava antes de se encontrar degradado. De modo a que esta solução funcione bem, o fluído injetado deverá ter uma boa penetrabilidade, assim como ser um material coeso e que funcione de forma mais aproximada possível ao adobe, para não gerar problemas causados pela incompatibilidade com o passar do tempo. Esta solução não é, no entanto, suficiente para reforçar a capacidade de resposta deste tipo de estruturas quando sujeitas a sismos (Corradi, Borri e Vignoli, 2002; Miguel e Rodrigues, 2010).

O reforço sísmico passa por conferir às estruturas alguma ductilidade extra que vá dissipar a energia sísmica. Para o efeito, várias soluções têm sido estudadas e postas em prática, passando essencialmente pela aplicação de materiais que apresentem ductilidade e sejam compatíveis com o adobe. A aplicação de uma viga de coroamento (Figura 4) em estruturas de alvenaria é essencial para conferir a estas uma boa resistência sísmica. Esta une as paredes da estrutura e faz com que a estrutura se comporte como uma caixa quando sujeita a uma ação sísmica. Esta deverá ser resistente, contínua, ocupar toda a largura das paredes e ainda servir de suporte para a cobertura (Blondet *et al.*, 2003).



Figura 4 - Exemplo de aplicação de vigas de coroamento utilizando diferentes materiais (Blondet *et al.*, 2003)

De modo a resistir às tensões de tração que ocorrem nas paredes durante um sismo, podem ser aplicados elementos verticais e horizontais, quer colocados externamente ou internamente na estrutura, para assim evitar o colapso da mesma. Na Figura 5 é possível ver a aplicação de canas de bamboo como reforço sísmico (Dowling, Samali e Li, 2005). Os elementos verticais ajudam a fixar as paredes à fundação ainda que estas caiam para fora do seu plano, assim como absorver tensões de tração no seu próprio plano. Os elementos horizontais transmitem os momentos e forças de inércia em paredes transversais (para fora do seu plano), para as paredes nas quais as forças estão a atuar no

seu próprio plano. Estes elementos também ajudam a restringir tensões de corte entre paredes adjacentes e minimizam a propagação de fissuras verticais (Blondet *et al.*, 2003).



Figura 5 - Reforço com recurso a canas de bamboo (Dowling *et al.*, 2005)

Uma técnica que tem sido estudada para o reforço sísmico de estruturas em adobe passa pelo encamisamento das paredes com redes metálicas ou sintéticas (Figura 6) e reboco à base de argamassas de cal (AIS, 2004; Blondet e Saavedra, 2006; Noguez e Navarro, 2012; Vargas, Torre e Blondet, 2007). Estudos anteriores, inicialmente realizados na Pontifícia Universidade Católica do Peru (PUCP) (Bartolomé e Pehovaz, 2007; Blondet *et al.*, 2005; Quiun, Zegarra e Giesecke, 2005), comprovaram que este tipo de reforço funciona melhor quando a malha é aplicada em toda a superfície da estrutura, sendo que esta solução é a mais eficaz para o reforço sísmico deste tipo de construção. O reforço com recurso a este tipo de malhas aumenta a rigidez da estrutura e capacidade de deformação das paredes mas, mais importante, impede o colapso total da estrutura, devido ao confinamento que este confere à mesma (Getty 2006).



Figura 6 - Casa de adobe reforçada com malha geossintética durante um ensaio sísmico e mesa vibratória na PUCP (Blondet et al., 2003)

Recentemente foi também levada a cabo por (Figueiredo, 2009) a aplicação desta solução no laboratório Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, como reforço de um modelo de uma parede em "I" à escala real (Figura 7).



Figura 7 - Reforço com malha geossintética de parede em "I"(Figueiredo, 2009)

Este estudo comprovou também a eficiência desta solução e será agora também ensaiada no modelo de adobe à escala real. A aplicação desta solução será explicada sucintamente no Capítulo 5.

CAPÍTULO 3 – CARATERIZAÇÃO DO MODELO DE ADOBE

3.1. Caraterização do Modelo de Adobe

A construção recorrendo a alvenaria de adobe é bastante vulnerável quando sujeita a ações sísmicas, o que levou a diversos estudos nesta área pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Recentemente foi levada a cabo a construção de um modelo de adobe à escala real em laboratório, que foi submetido a um ensaio horizontal cíclico, simulando os efeitos de um sismo numa estrutura.

O modelo foi construído com adobes característicos da região de Aveiro, provenientes de um muro de adobe localizado no centro da cidade de Aveiro (Figura 8).



Figura 8 - a) Local de recolha de adobes b) Adobes usados na construção do modelo (Carvalho, 2013)

Estes foram assentes com uma argamassa de cal hidratada, de traço 1:1:2 (cal: terra argilosa: areia), que serviu posteriormente também para o reboco e apresentavam dimensões médias de 43,5 cm de comprimento por 22 cm de largura e 10,5 cm de altura (Figura 9).



Figura 9 - Exemplo de um bloco de adobe utilizado na construção do modelo

Depois de rebocado, o modelo foi anda caiado com uma mistura de água e cal hidratada, de modo a detetar-se a propagação de fissuras durante o ensaio. (Carvalho, 2013) Os materiais mencionados foram ensaiados em laboratório, para que se conhecessem as suas capacidades mecânicas.

O modelo de adobe tem aproximadamente 3,35m de altura e apresenta uma geometria retangular em planta de dimensões de 3,00m por 4,00m, apresentando ainda três aberturas, sendo uma delas uma janela e as outras duas, portas. As fachadas serão denominadas por fachadas Norte, Sul, Este e Oeste, como ilustrado na Figura 10.

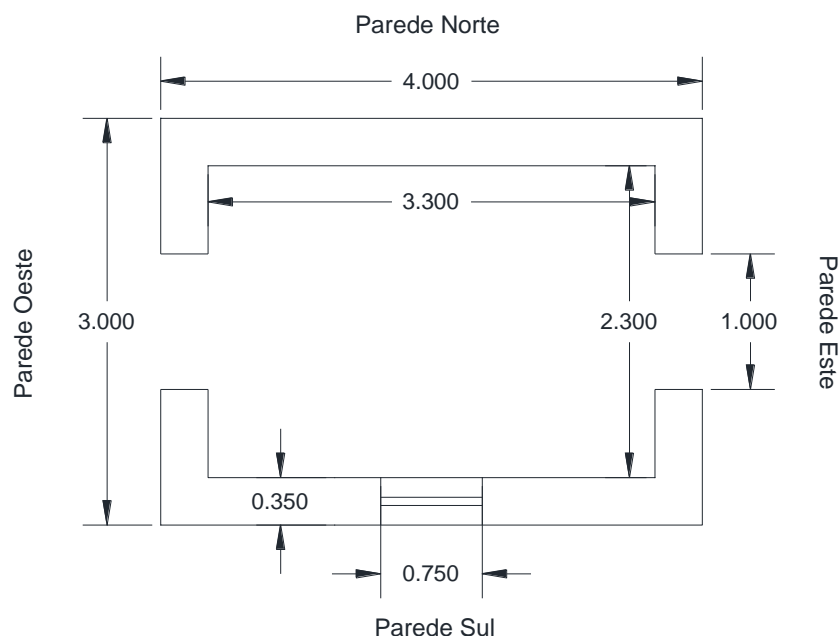


Figura 10 – Modelo em planta

As paredes apresentam uma espessura de 35 cm, correspondendo este valor a uma espessura média dos blocos de 27 cm e de reboco de 6 cm na face interior e a variar entre

os 3 cm e os 6 cm na face exterior do modelo, devido à irregularidade dos blocos. A espessura do reboco é constante no interior do modelo pois os blocos foram alinhados pelo interior do modelo. As portas têm 100 cm de largura e 200 cm de altura, enquanto a janela que se encontra na fachada sul apresenta 75 cm de largura e 90 cm de altura (Figura 11).

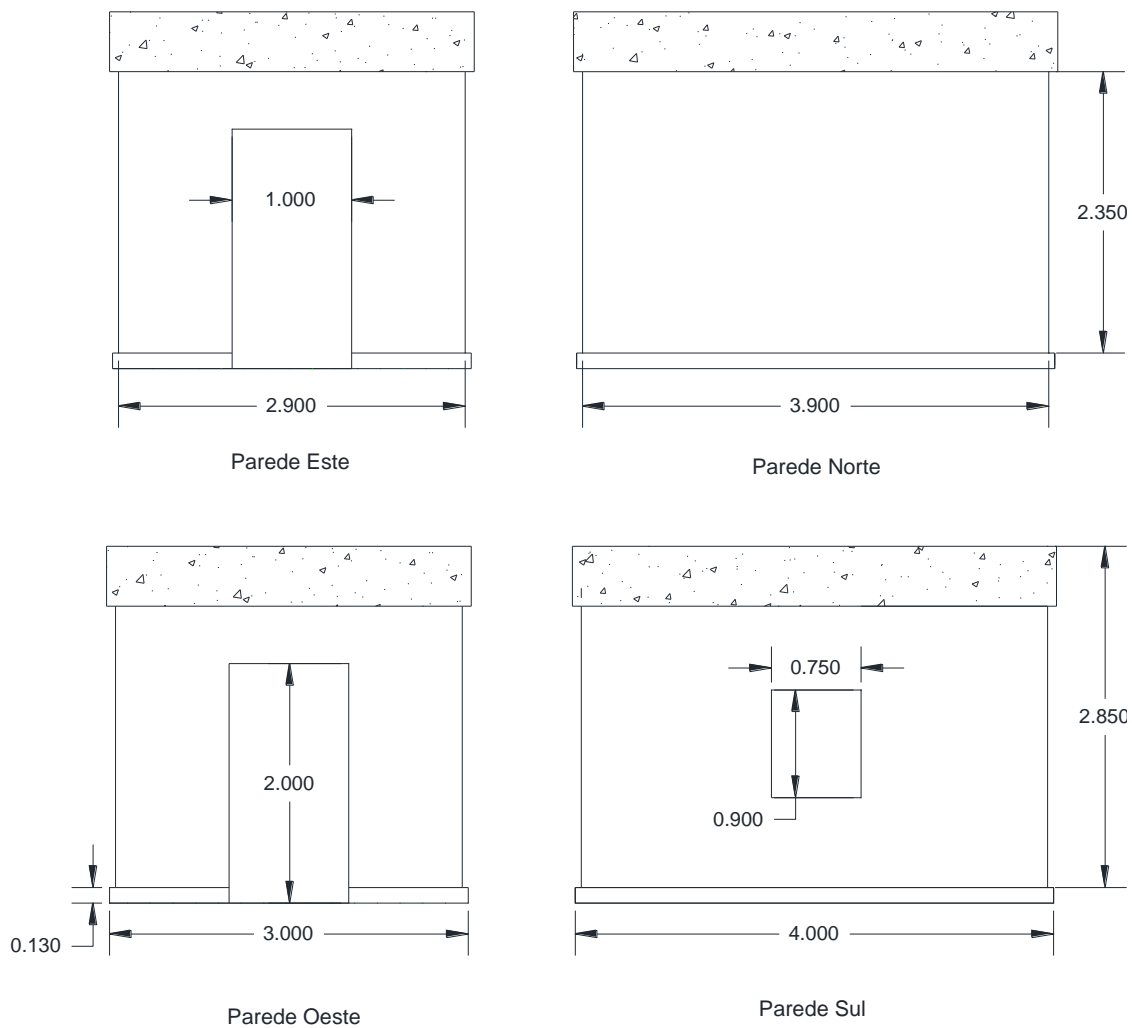


Figura 11 - Alçados do modelo

De modo a estudar-se o comportamento do modelo quando sujeito a solicitações horizontais sísmicas, procedeu-se a um ensaio horizontal cíclico efetuado através de um servo-atuador ligado a uma viga cinta de betão armado, com um peso próprio de aproximadamente 60 kN, situada no topo do modelo, com o objetivo de simular as cargas permanentes provenientes do peso próprio da cobertura e respetivas sobrecargas. Esta viga cinta permite ainda que toda a carga induzida pelo servo-atuador durante o ensaio

seja distribuída de igual forma por toda a estrutura, como esquematizado na Figura 12, evitando zonas de concentração de tensões. (Varum *et al.*, 2014a)

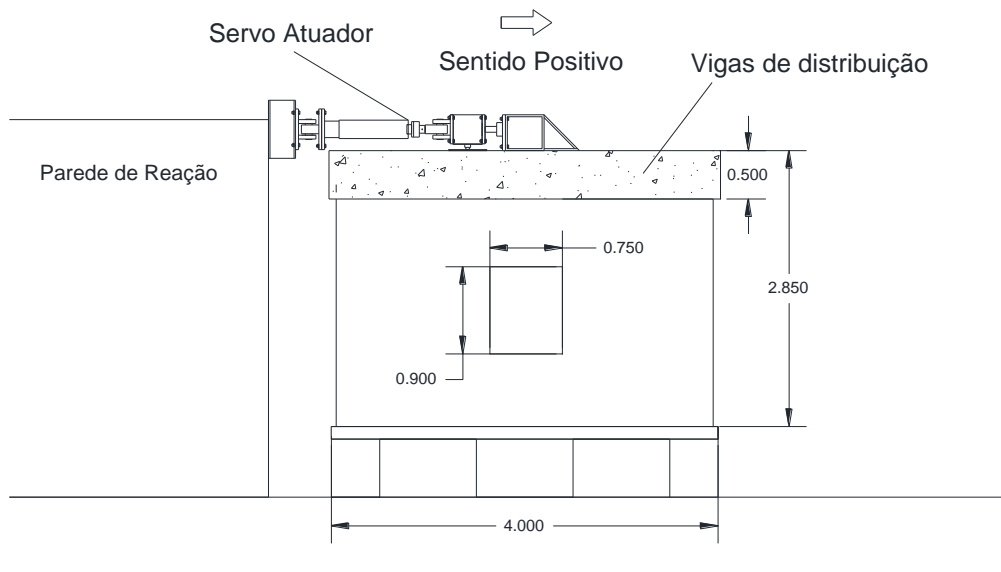


Figura 12 - Esquema modelo / servo atuador

3.2. Preparação do Ensaio

A indução da carga cíclica no plano horizontal ocorreu no plano Este – Oeste. O modelo foi contra ventado com vigas e pilares em aço nas fachadas norte e sul (Figura 13) de forma a evitar torções do modelo devido à diferente rigidez das paredes (Varum *et al.*, 2014b).



Figura 13 – Contraventamento e estrutura externa de suporte de sensores

De forma a monitorizar o comportamento do modelo durante todo o ensaio foi utilizada instrumentação adequada para leituras de deslocamentos, cargas, comportamentos no plano, frequências naturais nas diversas fases. Os equipamentos utilizados durante o ensaio foram:

- LVDT (Linear Variable Distance Transducer) (10, 25, 100, 150 e 250 mm de curso)
- Potenciômetros da marca Gefran (25, 50 e 100 mm de curso)
- Potenciômetro da marca Turck (400 mm de curso)
- Sensor de fio da marca Waycon (500 e 750 mm de curso)
- Células de carga da marca AEP Transducers, modelo TC4 – 300kN e 500 kN;
- Acelerômetro de fibra ótica

- Atuador – Servo-atuador hidráulico (300kN de capacidade em compressão e 240kN em tração e 250mm de curso)



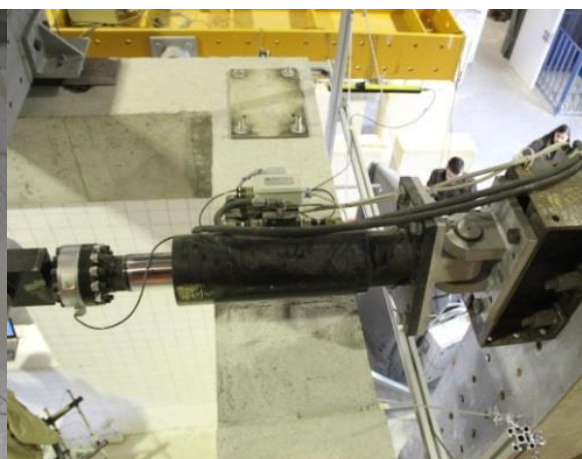
a)



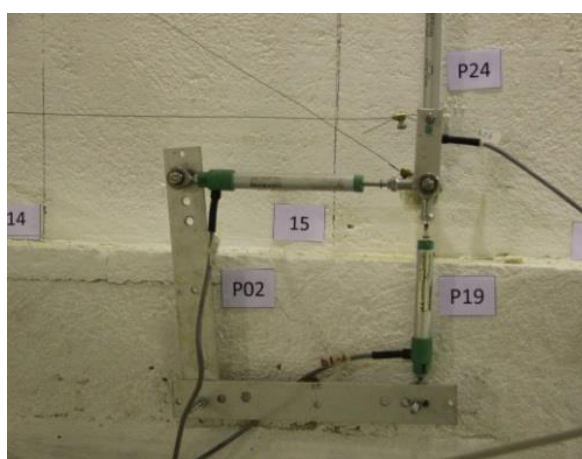
b)



c)



d)



e)



f)

Figura 14 - Equipamento de monitorização: a) Célula de carga b) Acelerómetro c) Sensor de fio d) Servo-atuador 300 MPa e) Potenciômetros Gefran f) LVDT (Carvalho, 2013)

Identificando e enumerando todos os sensores, foi atribuída uma designação genérica para todos eles, como descreve a seguinte tabela:

Tabela 1 - Designação do equipamento de monitorização

Equipamento	Designação
LVDT	Lii ou VRii
Potenciómetro Gefran	Pii
Potenciómetro Turck	Bii
Sensor de fio	Fii
Célula de carga	CC_iii e ForAct_300
Acelerómetro	ACLii

A localização de todos os sensores, para medição seja de deslocamentos seja de forças, foi escolhida de forma estratégica tendo atenção aos pontos mais sensíveis ou mais suscetíveis a oferecer um resultado característico do comportamento de estruturas em adobe (Figura 15).

Os potenciómetros Gefran foram colocados na base da estrutura, de forma a registar escorregamentos ou levantamentos da base. Os LVDT's foram aplicados em toda a altura dos cunhais para estudar os deslocamentos laterais do modelo e o comportamento no plano de cada uma das fachadas perpendiculares ao sentido do ensaio (Carvalho, 2013).

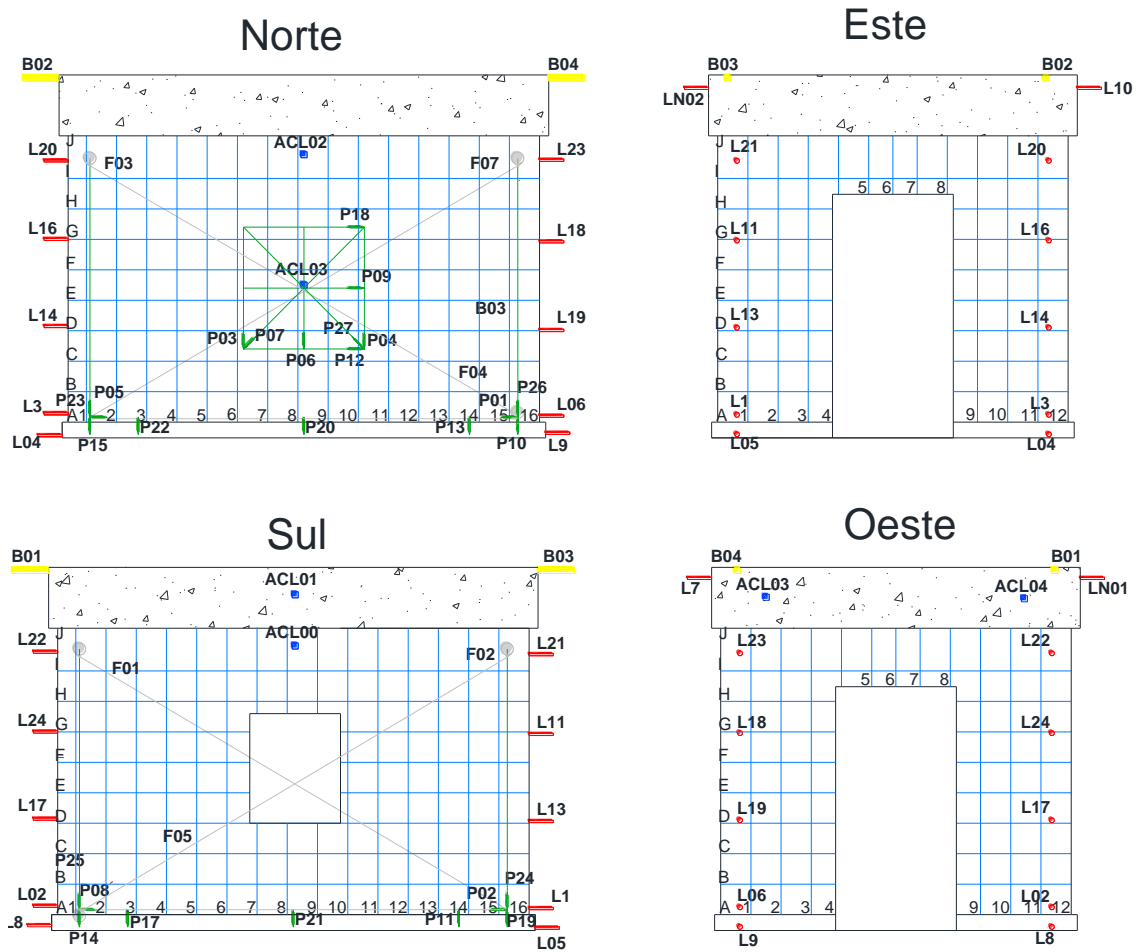


Figura 15 – Posição do equipamento de monitorização

Foi idealizada uma estrutura de alumínio, totalmente independente do modelo ensaiado, de modo a ser utilizada como suporte de todos os sensores externos (Figura 13; Figura 16). Os sensores internos foram aplicados diretamente no modelo, de modo a registar os deslocamentos internos em pontos devidamente selecionados.



Figura 16 – Estrutura em alumínio de suporte de sensores externos

A aplicação da carga horizontal na estrutura foi efetuada através do servo-atuador hidráulico de 300kN, a uma altura de 3.5m da base do modelo de adobe (não inclui a sapata de betão armado), ligado a uma parede de reação onde se aplica a carga a meio das paredes Norte e Sul (Figura 17). A carga foi controlada em deslocamentos através de um programa de aquisição e controlo, em que a sua intensidade é medida por três células de carga, uma no servo-atuador (300kN) e as outras duas na ligação entre a viga metálica e a estrutura (Carvalho, 2013).

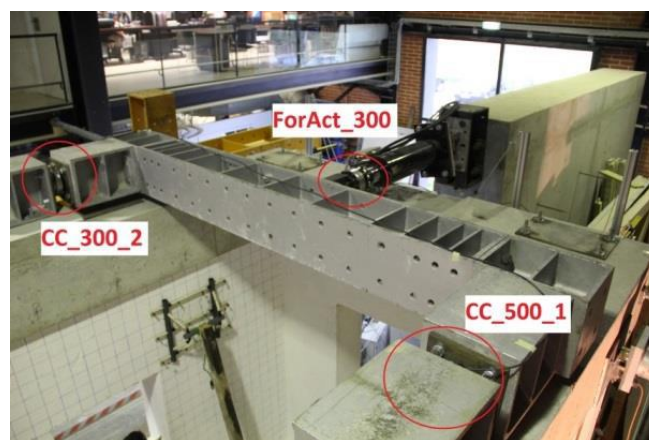


Figura 17 - Localização das células de carga (Carvalho, 2013)

CAPÍTULO 4 – ENSAIO DO MODELO ORIGINAL

Durante o ensaio, foram medidos deslocamentos, cargas, comportamentos no plano e frequências naturais nas diversas fases, sendo que para isso foi utilizada a instrumentação adequada (Carvalho, 2013).

O aparecimento das primeiras fissuras na estrutura ocorreram nas zonas junto às padieiras. Posteriormente apareceram fissuras diagonais nas duas paredes com direção da força exercida pelo atuador, sendo que estas fissuras formam uma fissura em "X" nas paredes (Figura 18).



Figura 18 - Danos do modelo de adobe original (Carvalho, 2013)

4.1. Comportamento Global

O resultado do comportamento global foi registado na relação entre a tensão e o *drift* correspondente, Figura 19, sendo que os níveis de *drift* foram calculados para uma altura de 2,30m.

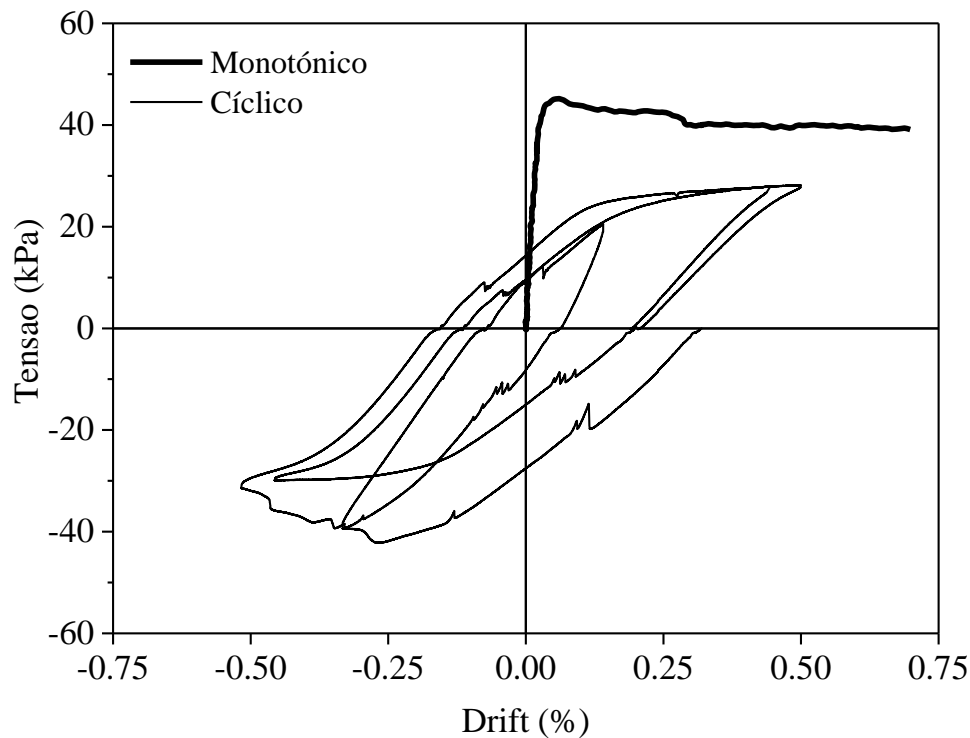


Figura 19 - Gráfico Tensão-drift: Modelo original

O ensaio foi primeiramente efetuado com um ensaio monotónico, designado de “pushover”, que pretende levar o modelo à rotura, seguido de dois ensaios cíclicos.

Através da análise do gráfico apresentado na Figura 19, podemos verificar que, durante o ensaio monotónico, a estrutura perdeu o seu comportamento elástico para uma tensão de 39,3 kPa, à qual corresponde um *drift* de 0,02%. A tensão máxima aplicada no modelo foi de 45,2 kPa, para um *drift* de 0,06%. A tensão aplicada diminuiu depois até um valor de 40,2 kPa, sendo este atingido para um *drift* de 0,30%, continuando a diminuir, lentamente, até que se parou o ensaio atingindo um nível de *drift* de 0,70% para uma tensão de 39,3 kPa, correspondendo este valor a uma diminuição de 13% da tensão máxima atingida. Deu-se, de seguida, início aos ensaios cíclicos.

No 2º ciclo obteve-se um valor máximo de tensão de 18,1 kPa no sentido positivo para um *drift* de 0,15% e um valor máximo de tensão de 38,0 kPa no sentido negativo do atuado, correspondendo a este um *drift* de 0,25%. Esta grande diferença de valores de tensão máxima entre os dois sentidos de aplicação de força do atuador deve-se com o facto do ensaio monotónico ter-se dado no sentido positivo, danificando assim a estrutura

e conservando uma maior resistência no sentido inverso. Para o 3º ciclo obteve-se uma tensão máxima de 25,4 kPa e de 28,3 kPa, para os sentidos positivo e negativo, respetivamente, ambos para um nível de *drift* de 0,50%.

Com a realização deste ensaio, concluiu-se que as estruturas em adobe características da região não se encontram preparadas para responder a ações horizontais. Procurou-se, portanto, proceder ao reforço do modelo, de modo a poder concluir se é ou não possível melhorar o comportamento deste tipo de estruturas, quando sujeitas a ações sísmicas.

4.2. Evolução dos Danos

Com o ensaio pretendia-se estudar o comportamento no plano das paredes de maior vão, nomeadamente das fachadas Norte e Sul, com face paralela ao sentido do deslocamento do ensaio. Os danos registados no modelo, inicialmente propagaram-se pelas zonas das aberturas, junto às padieiras das portas e da janela, com aberturas que variavam entre os 0,3 e os 0,7mm (Figura 20).

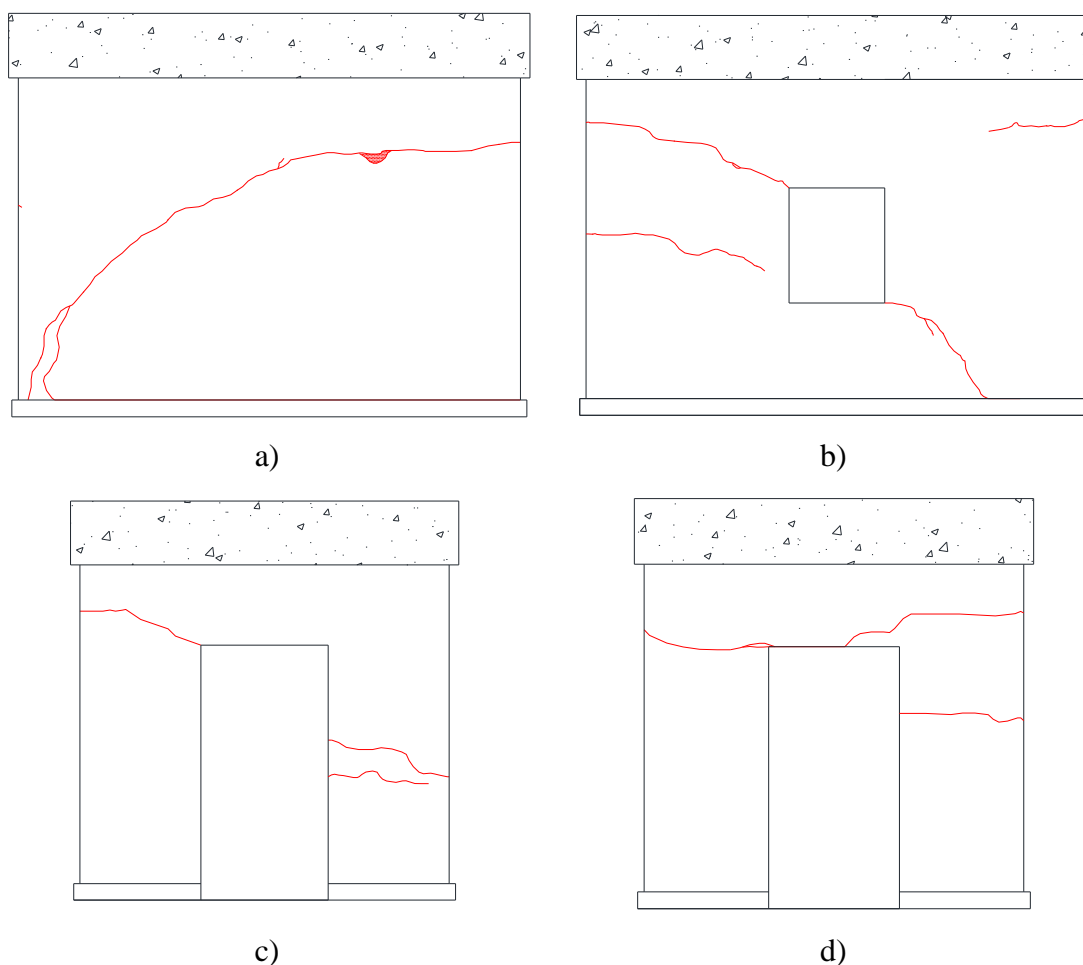


Figura 20 - Fissuração após o ensaio monotónico: a) Fachada Norte b) Fachada Sul c) Fachada Oeste d) Fachada Este (Carvalho, 2013)

No primeiro deslocamento, no sentido positivo, verificou-se uma fissura diagonal em cada uma das fachadas Norte e Sul, não se verificando destacamentos de reboco significativos.

Ao longo do resto do ensaio repetiram-se ciclos onde era possível observar a formação de novas fissuras na periferia da zona onde se formaram as primeiras, tendo existido destacamento de argamassa de reboco em alguns pontos. Foi também claramente visível a formação de uma fissura em “X” em ambas as fachadas, Figura 21, resultado do deslocamento em ambos os sentidos onde se previa que na fachada Sul se propagasse pela zona da abertura da janela.

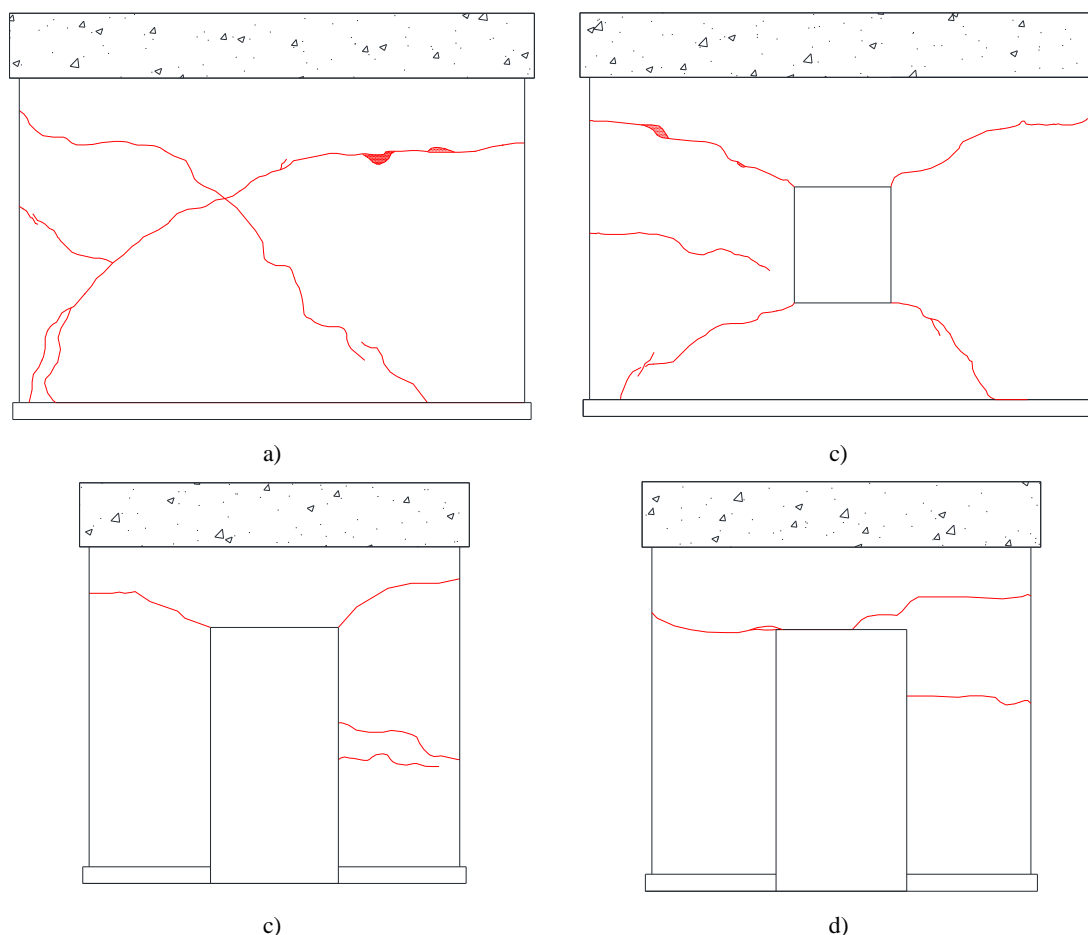


Figura 21 - Fissuração no final do ensaio do modelo original: a) Fachada Norte b) Fachada Sul c) Fachada Oeste d) Fachada Este (Carvalho, 2013)

Todas as fissuras assinaladas foram prolongadas pelo interior das paredes, podendo ser observadas no interior do modelo, resultando num desalinhamento horizontal das paredes. Os pormenores das fissuras estão no Anexo C (Carvalho, 2013).

Os danos observados no modelo correspondem a danos típicos verificados em estruturas de alvenaria de adobe quando sujeitas a forças sísmicas, referidos anteriormente no Capítulo 2.

4.3. Deslocamento Lateral

O deslocamento lateral do modelo durante a fase de *pushover* do ensaio foi registrado através da leitura dos sensores colocados em toda a altura de cada cunhal, espaçados de 0,715m. Nos gráficos da Figura 22 estão representados os deslocamentos laterais em função da altura do modelo, para o sentido positivo do atuador, em que cada uma das linhas representa um nível de *drift* diferente.

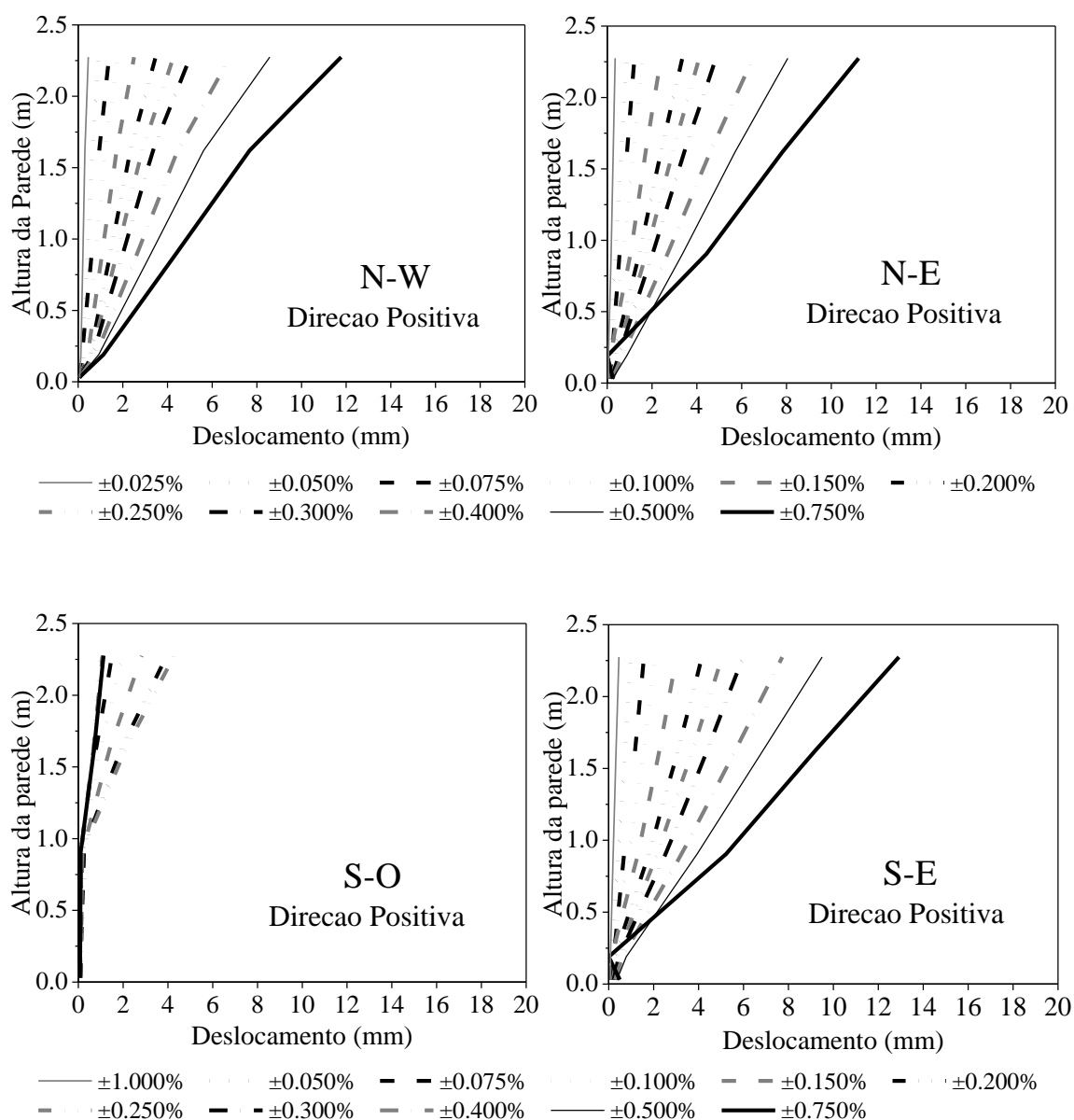


Figura 22 - Deslocamento lateral: Modelo original

Através da análise dos gráficos de deslocamento lateral do modelo, verifica-se um comportamento praticamente linear das paredes Norte e Sul durante esta fase de *pushover*. Para o valor de tensão máxima do atuador (45,2kPa e 0,06% de *drift*), verifica-se um deslocamento horizontal de 0,9mm nos cunhais NO e NE da parede Norte e de 1,2mm nos cunhais SE e SO da parede Sul, deslocamento este 33% superior ao da parede Norte.

Para o valor máximo de *drift* (0,75%) imposto pelo atuador, verifica-se um deslocamento lateral de 11,8mm, 11,3mm e 12,9mm, para os cunhais NO, NE e SE, respetivamente. O cunhal SO teve deslocamentos bastante pequenos quando comparado com os restantes. Comparando apenas os cunhais NE e SE, verifica-se um deslocamento 14% superior para a parede sul, para este nível de *drift*.

Esta diferença de deslocamentos entre as paredes Norte e Sul é explicada devido à presença da janela na parede Sul, que confere a esta parede uma massa e rigidez inferiores. Isto poderá também, por sua vez, ter causado uma ligeira rotação do modelo, ainda que este tenha sido restringido lateralmente, com origem no cunhal SO, o que poderá explicar a ocorrência de deslocamentos bastante pequenos quando comparado com os restantes cunhais, sendo que o deslocamento máximo verificado neste foi de 4,3 mm para um *drift* de 0,25%, o que corresponde a um deslocamento de cerca de 25% dos deslocamentos máximos verificados nos restantes cunhais.

4.4. Rigidez da Estrutura

A rigidez de corte de um material sólido pode ser obtida relacionando a tensão de corte e a deformação de corte (ou distorção) aplicados nesse material, podendo ser expressa pela lei de Hooke da seguinte forma:

$$\sigma = \gamma \times G$$

Onde:

σ = Tensão (MPa)

γ = Deformação de corte (adimensional)

G = Rigidez de corte (MPa)

Para conhecer a rigidez do modelo na direção da força do atuador de carga, em primeiro lugar tratou-se de traçar os gráficos tensão-deformação de corte das paredes Norte e Sul, isoladamente, para a curva correspondente ao ensaio monotónico. Os valores das tensões em cada parede foram obtidos relacionando o valor de força na célula de carga de cada parede com a área (em planta) das mesmas, enquanto os valores das distorções se obtiveram através do deslocamento em cada parede, sendo este dado pela média dos valores registados nos sensores situados no topo das extremidades de cada parede, com a altura desses sensores.

$$\sigma = \frac{CC_{\text{parede}}}{A_{\text{parede}}}$$

$$\gamma = \frac{\overline{LxLy}}{h_{\text{sensor}}}$$

Onde:

CC_{parede} = valores de força na célula de carga de cada parede

A_{parede} = área em planta de cada parede

$\overline{L_x L_y}$ = média dos valores registados nos sensores das extremidades de cada parede

h_{sensor} = altura do sensor

A célula de carga da parede norte corresponde à célula designada por CC500, enquanto a da parede sul por CC300. A área total em planta de cada parede foi dada pelo produto da espessura com o comprimento da mesma. Considerou-se uma espessura de 34,5 cm e um comprimento de 389,5 cm.

Os valores de deslocamento de cada parede foram obtidos através da média da leitura sensores L20 e L23 para a parede Norte e dos sensores L21 e L22 para a parede sul. Todos estes sensores se encontravam a uma altura de 2,17 m.

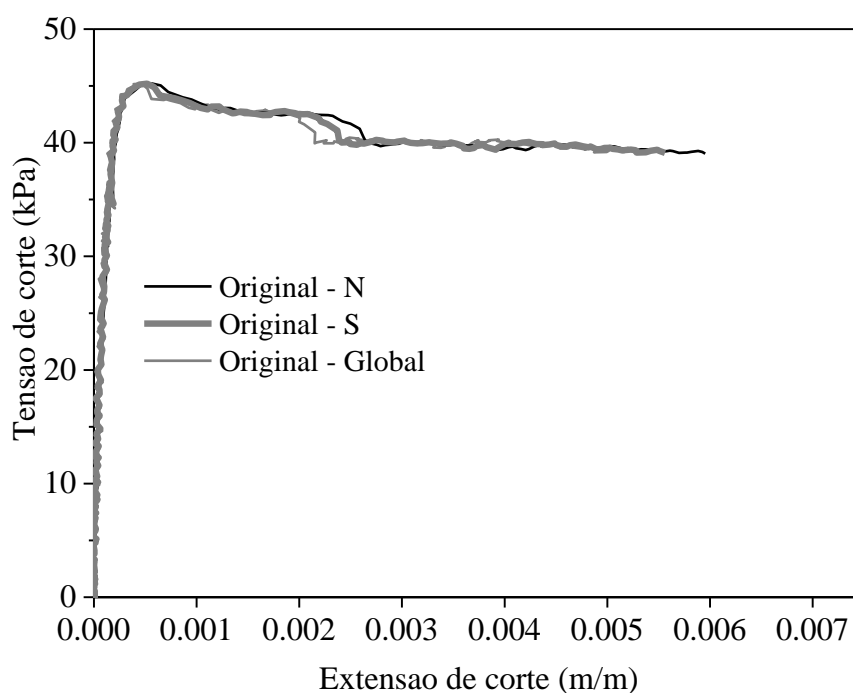


Figura 23 – Gráfico Tensão-Extensão de corte do modelo original

A rigidez de corte de cada parede, e do modelo, é representada pelo declive da reta tangente ao gráfico tensão-extensão na sua fase elástica (Figura 23). Fazendo uma regressão linear da média das paredes Norte e Sul, entre os pontos de 20% a 70% da tensão máxima, obtém-se então uma rigidez global do modelo de 214 MPa.

4.5. Levantamento da Base

Os deslocamentos na base do modelo apenas se registaram no sentido vertical (Figura 24), pois o encastramento nas fachadas Norte e Sul impediram a sua rotação no plano horizontal (Carvalho, 2013).

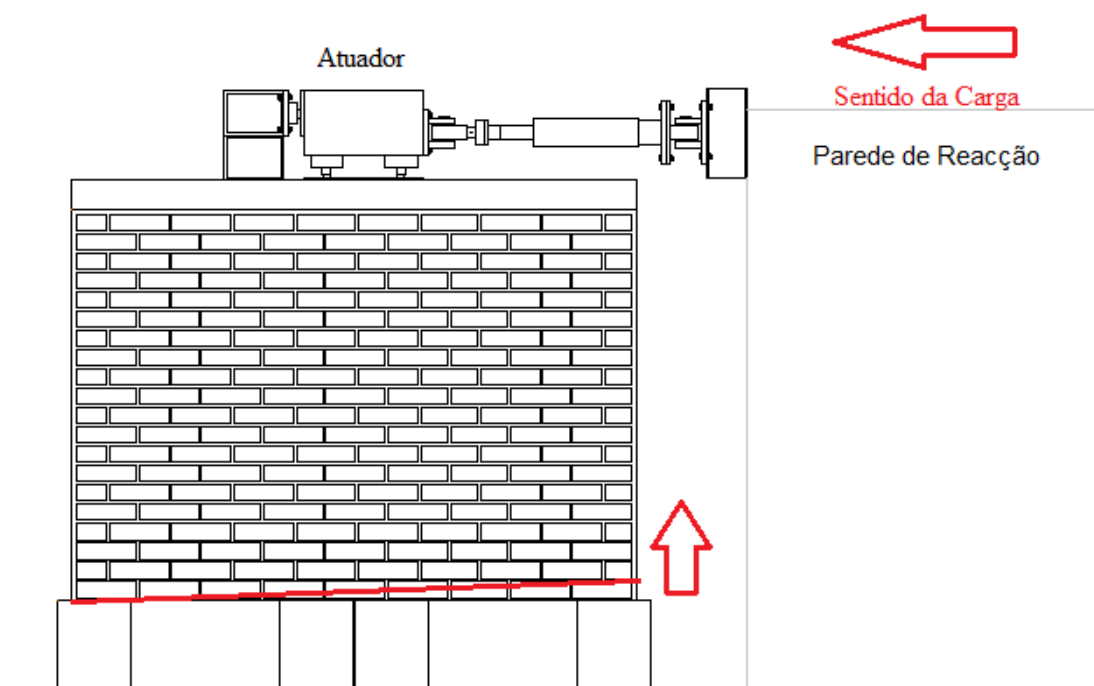


Figura 24 - Levantamento da base (Carvalho, 2013)

O levantamento vertical da estrutura foi estudado através da leitura de sensores na base da parede Norte e Sul, espaçados de 0,4, 1,4, 1,4 e 0,4 m entre eles, sendo que o primeiro sensor de cada ponta se encontrava a uma distância de 0,2 m do cunhal mais próximo. Através da leitura destes sensores foi então possível medir os deslocamentos verticais nas paredes Norte e Sul, traçando os perfis dos mesmos (Figura 25).

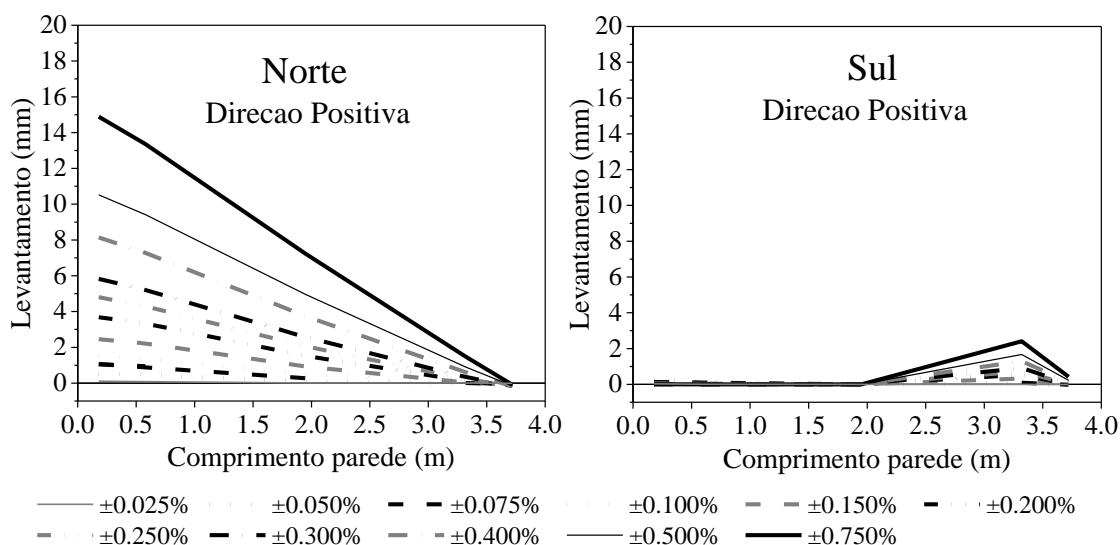


Figura 25 - Levantamento da base: Modelo original

Através da análise dos gráficos de levantamento das paredes verifica-se um comportamento linear para a parede Norte, enquanto a parede Sul tem um comportamento não linear, apresentando deslocamentos verticais praticamente nulos na primeira metade do seu comprimento (a partir do cunhal SO) e deslocamentos verticais bastante reduzidos quando comparados com os da parede Norte, na segunda metade do seu comprimento.

Para o valor de tensão máxima (*drift* 0,06%) a parede Norte apresenta um levantamento máximo de 0,54mm, enquanto a parede Sul apenas de 0,27mm, o que corresponde a 50% do levantamento da parede Norte.

A parede Norte apresenta um deslocamento vertical máximo de 15mm para um *drift* de 0,75%, dando-se este no cunhal NO, verificando-se um levantamento quase nulo para o cunhal SO. O máximo verificado na parede Sul foi de 2,4mm, a 3,3m do cunhal SO, também para um nível de *drift* de 0,75%. Para esta mesma distância do cunhal NO, a parede Norte apresentava um levantamento de apenas 1,48mm, cerca de 38% inferior ao valor registado na parede Sul.

4.6. Frequências Naturais

Em paralelo ao ensaio do modelo, foram realizadas medições de frequências naturais do modelo através de um acelerómetro ótico situado no topo da cinta de betão. Estas medições foram realizadas antes do início do ensaio, no final de cada série de ciclos de deslocamentos impostos e no final do ensaio, para as duas direções, Norte-Sul (N-S) e Este-Oeste (E-O), sendo que para análise de resultados iremos apenas considerar a direção do atuador (E-O).

Na Tabela 2 e na Figura 26 apresentam-se as leituras e evolução das frequências naturais, respetivamente, do modelo original ao longo do ensaio, em função do nível de *drift*.

Tabela 2 - Leitura das frequências naturais do modelo original ao longo do ensaio

Descrição	<i>Drift</i> (%)	Frequência (Hz) E-O
Antes do ensaio	0	52,10
Após 1º ciclo	0,15	44,40
Após 2º ciclo	0,30	45,50
Após 3º ciclo	0,50	21,00

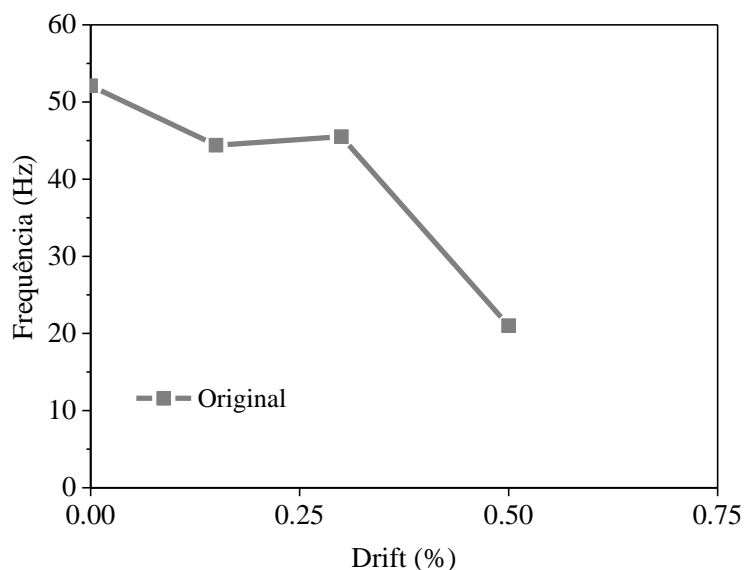


Figura 26 - Gráfico de evolução das frequências naturais do modelo original ao longo do ensaio

A primeira frequência natural registada na direção E-O, antes do ensaio, foi de 52 Hz. Esta foi diminuindo com o decorrer do ensaio, sendo que após o final do 3º ciclo, esta cai para um valor de 21 Hz, o que corresponde a uma redução de 60% em relação à leitura

que antecedeu o início do ensaio. Esta diminuição ocorre devido aos danos que se propagam à medida que o ensaio avança, sendo que a maior queda se dá entre os dois últimos ciclos, nos quais os danos são mais acentuados e onde há uma maior perda de rigidez de todo o modelo.

CAPÍTULO 5 - SOLUÇÃO DE REFORÇO

Após a realização do ensaio do modelo, foi feita a avaliação do dano, tendo em vista aferir as condições de segurança estrutural do mesmo. De seguida foram aplicadas técnicas de injeção de caldas de modo a reparar as fissuras presentes no modelo, de modo a devolver a sua integridade original, podendo-se de seguida começar os trabalhos de reforço sísmico.

De modo a melhorar a capacidade do modelo em reagir a solicitações sísmicas, optou-se por um reforço com recurso a reboco armado com rede geossintética. A rede foi aplicada em toda a área de parede do modelo e fixa através de pregos com buchas e cantoneiras plásticas. A fase final do reforço passou por aplicar-se um reboco com uma argamassa à base de cal.

5.1. Injeção de Calda

Após serem avaliadas as condições de segurança do modelo e verificar-se que era seguro começar a trabalhar no mesmo, começou-se por limpar as fissuras, limpando todos os detritos e areias soltas que surgiram com a realização do ensaio. Em primeiro lugar tratou-se da selagem das fissuras com uma argamassa à base de areia, cal hidráulica, cimento e cal hidratada, com um traço de 4:1:1:1/2 (areia: cal hidráulica: cimento: cal hidratada) deixando tubos uniformemente espaçados dentro das fissuras, que posteriormente serviram para a injeção de uma calda sobe pressão (Figura 27).

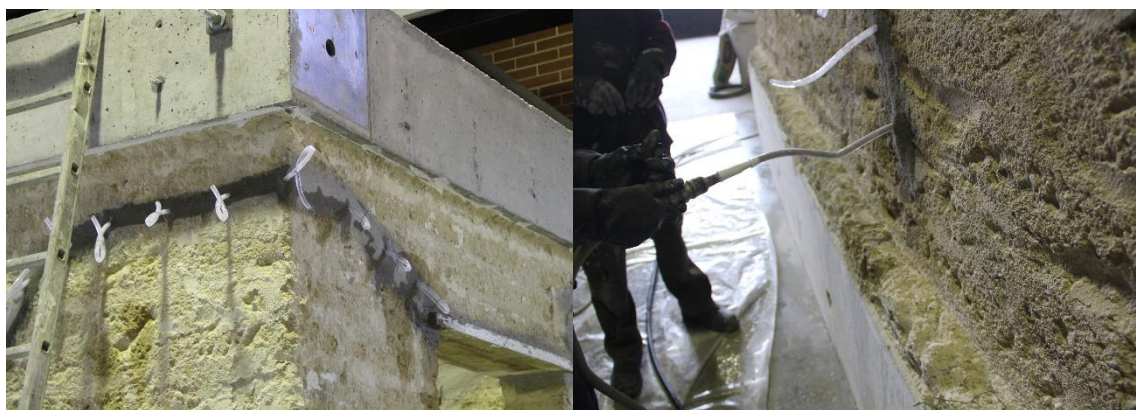


a)

b)

Figura 27 – Primeiro processo de reparação de fissuras: a) Tamponamento das fissuras b) Injeção de caldas

De seguida injetaram-se nas fissuras argamassas à base de cal com traço 2:1 (90% de cal hidratada com 10% de cal hidráulica, água). Durante este processo foram ensaiados provetes com a calda injetada e, verificou-se que esta apresentava uma retração muito grande no processo de presa, fissurando. Verificando as fissuras do modelo percebeu-se que a calda injetada não era eficiente, pois a retração verificada nos provetes também acontecia dentro das fissuras. Tratou-se portanto de retirar o reboco, limpar as fissuras e voltar a executar o processo de tamponamento e injeção de calda nas fissuras (Figura 28), desta feita com argamassas de traço 2:1 (cal hidráulica, água), verificando-se assim eficácia no processo de reparação das mesmas.



a)

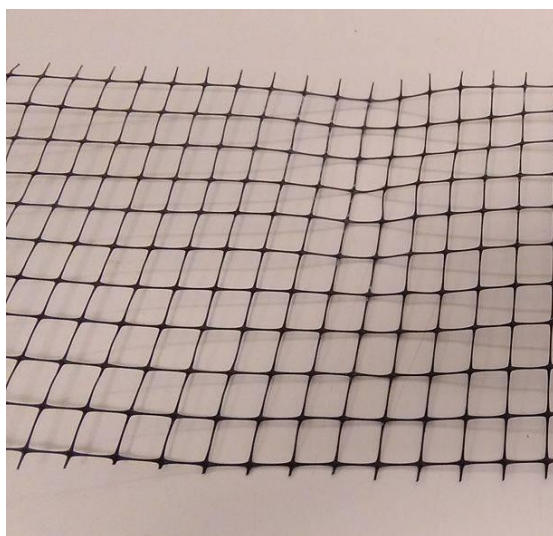
b)

Figura 28 - Segundo processo de reparação de fissuras, após remoção do reboco: a) Tamponamento das fissuras b) Injeção de caldas

As características das argamassas usadas no processo de injeção de calda nas fissuras encontram-se no Capítulo 5.3.2..

5.2. Reforço Sísmico

O reforço sísmico do modelo passou pela aplicação de um reboco à base de cal, armado com uma rede geossintética, como referido anteriormente. Esta foi aplicada em torno do modelo antes do reboco, com especial atenção a zonas de maior tensão, como a janela, zona de padieiras das portas e zonas de ligação entre panos. A rede foi fixa com recurso a pregos com buchas plásticas (Figura 29) espalhadas em toda a superfície procurando estar espaçadas o mais uniformemente possível e em sítios estratégicos para que esta esteja bem fixa à parede ainda que esta tenha bastantes irregularidades, dada à natureza do material e, dos danos previamente causados pelo ensaio.



a)



b)

Figura 29 - a) Rede geossintética b) Bucha plástica

Foram também aplicadas cantoneiras em PVC (Figura 30) aplicadas em todas as arestas internas dos cunhais, assim como nas zonas de interseção horizontal internas das paredes com a laje em que elas assentam e das paredes com a viga-cinta.

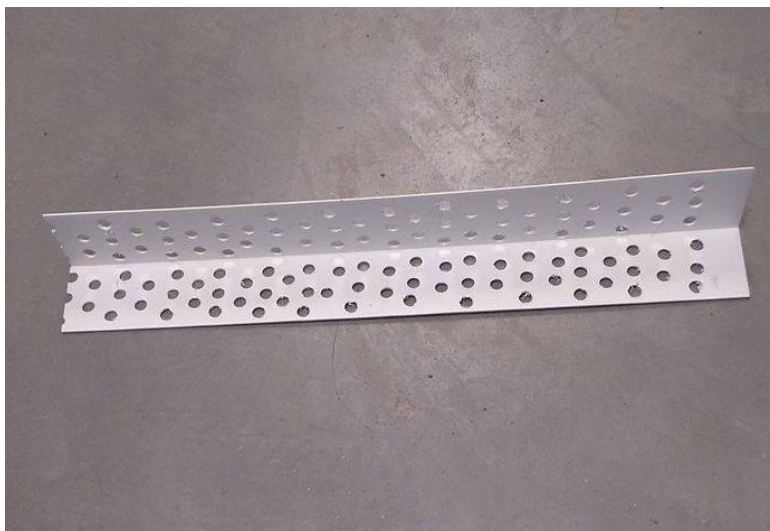


Figura 30 - Cantoneira plástica utilizada para o reforço do modelo

A aplicação destas cantoneiras prende-se com o facto das zonas de paredes adjacentes serem pontos de grande tensão e onde, geralmente, existe a ocorrência das primeiras fissuras quando este tipo de estruturas é sujeito a ações horizontais.

Utilizaram-se três métodos para a aplicação das cantoneiras: recurso a pregos com buchas plásticas, cosedura com fio de *nylon* e, recorrendo também a varões roscados de plástico do tipo M4 (4mm de diâmetro), como ilustrado nas imagens da Figura 31.

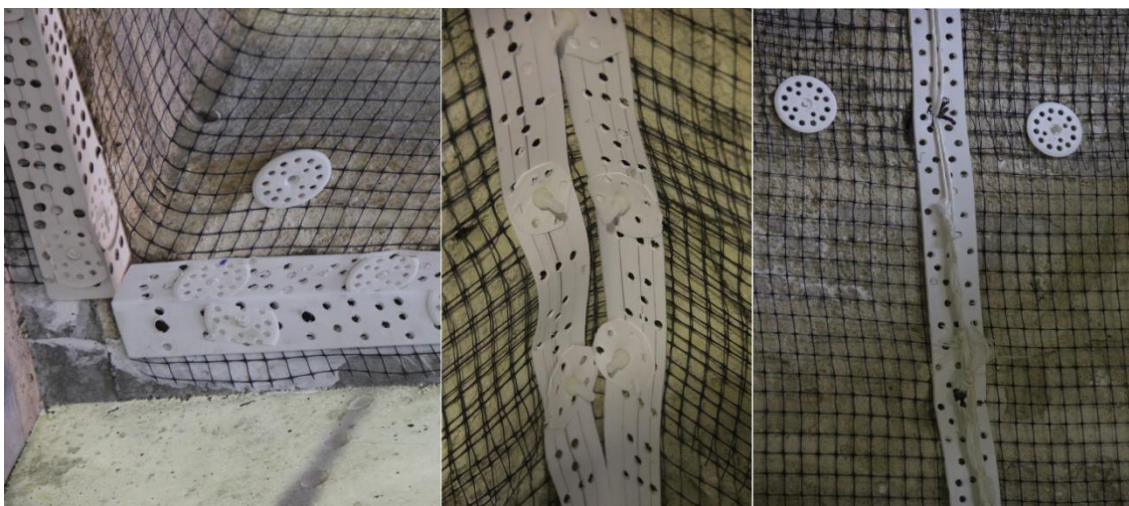


Figura 31 – Exemplos ilustrativos dos três métodos de aplicação das cantoneiras

O processo de fixação de cantoneiras de buchas plásticas foi efetuado, à semelhança da rede, através de furos prévios e colocação da bucha com respetivo prego.

As cantoneiras dos cunhais SO e NO foram aplicadas com recurso a varões roscados, enquanto nos cunhais SE e NE se fixaram com fio de *nylon*. Todas as restantes cantoneiras foram fixas recorrendo ao uso de pregos com buchas plásticas.

De seguida serão explicadas, passo a passo, as diversas fases de reforço sísmico do modelo.

5.2.1. Rede geossintética e buchas plásticas

Em primeiro lugar começou-se por aplicar a rede geossintética em torno do modelo de adobe, fixando-a com algumas buchas plásticas que, para serem aplicadas, foi necessário abrir previamente furos de 6mm com o berbequim. Depois da rede se encontrar colocada em torno de todo o modelo, começou-se a aplicar mais buchas plásticas e respetivos pregos plásticos, em todas as zonas necessárias, de modo a que a rede ficasse bem esticada e a acompanhar as irregularidades existentes nas paredes.

De notar que o rolo da malha geossintética tem apenas 1,00 m de altura, pelo que, tiveram que ser aplicadas três fiadas de rede, começando-se por fixar de baixo para cima, garantindo sempre uma sobreposição de pelo menos 20cm entre cada fiada (Figura 32).

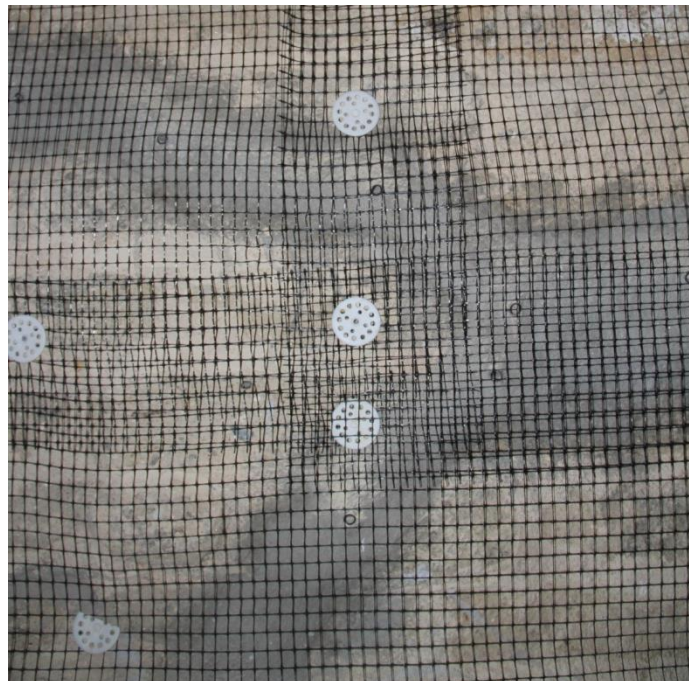


Figura 32 – Sobreposição de rede

Este trabalho foi realizado sempre a dois, sendo que um dos intervenientes esticava a rede enquanto o outro efetuava a furação e aplicação das buchas e pregos.



Figura 33 – Modelo reforçado sem reboco

Depois de a rede estar aplicada em todo o modelo (Figura 33), cortaram-se tiras de rede que foram aplicadas horizontal e verticalmente em torno das zonas das aberturas (portas e janela) e também na diagonal na interseção das ombreiras com a padieira e com o peitoril da janela, tanto na face interior, como na face exterior do modelo (Figura 34). Esta especial atenção para as zonas de aberturas prende-se com o facto de estas serem zonas de ocorrência de concentração tensões, quando as estruturas são submetidas a esforços sísmicos.



Figura 34 – Pormenores da aplicação junto às zonas de aberturas

5.2.2. Cantoneiras

Em primeiro lugar, efetuou-se a furação das cantoneiras em PVC com uma broca de 10mm, de modo a garantir uma melhor aderência da argamassa utilizada posteriormente no reboco do modelo. A furação das cantoneiras foi feita com os furos dispostos em quincôncio, como ilustrado anteriormente na Figura 30.

As cantoneiras aplicadas nos cunhais foram aplicadas através de dois métodos diferentes: fio de *nylon* e varões roscados de plástico. As restantes cantoneiras foram aplicadas recorrendo a buchas plásticas e respetivos pregos. Antes de serem aplicadas, procedeu-se à limpeza da superfície do modelo e soprou-se, com um compressor de ar, todas as superfícies onde iriam assentar as cantoneiras. De seguida é explicado, passo a passo, cada método utilizado para aplicar as cantoneiras de PVC (Figura 31).

5.2.2.1. Fio de *nylon*

- Firmaram-se as cantoneiras nos cunhais;
- Devido a irregularidades, usou-se um x-ato para efetuar cortes verticais nas cantoneiras, de modo a permitir que estas acompanhassem o cunhal;
- Furação da parede, em sítios que fixassem a cantoneira e esticassem a rede adequadamente. Tentou-se fazer com que estes furos fossem efetuados a cada fiada de adobe;
- Corte de perfis de tiras de cantoneira para colocar no lado exterior do modelo de modo a facilitar a fixação do fio de *nylon*;
- Para se efetuar a passagem do fio pelas furações, criou-se uma espécie de espia em arame de 6mm. O fio passava pelas cantoneiras e pelos perfis formando um quadrado, simulando um estribo (Figueiredo, 2009);
- A aplicação do fio de *nylon* foi feita de cima para baixo, sendo que este passava duas vezes em cada furo. Sempre que se fixava uma secção da cantoneira, de um furo ao furo seguinte, o fio era devidamente esticado e fixo através de um nó, de modo a que a cantoneira acompanhasse o melhor possível o perfil do cunhal;
- O processo do ponto anterior foi repetido por toda a altura da cantoneira e, no final, cortaram-se os pedaços de fio de *nylon* remanescentes.

5.2.2.2. Varões roscados de plástico

O processo de aplicação das cantoneiras recorrendo aos varões roscados de plástico foi muito semelhante ao método com recurso a fio de *nylon*.

- Firmaram-se as cantoneiras nos cunhais;
- Devido a irregularidades, usou-se um x-ato para efetuar cortes verticais nas cantoneiras, de modo a permitir que estas acompanhassem o cunhal;
- Furação da parede, em sítios que fixassem a cantoneira e esticassem a rede adequadamente. Tentou-se fazer com que estes furos fossem efetuados a cada duas fiadas de adobes;
- Cortes de pequenos perfis de cantoneira para colocar no lado exterior, por onde os varões iriam passar, que serviram de anilha de modo a evitar o corte da rede e a distribuir a força exercida pelo varão roscado pela parede;
- Passagem de varão e aplicação de respetivas porcas, tendo o cuidado que estas ficassem devidamente apertadas;
- Processo repetido, de cima para baixo, para todos os furos em toda a altura do cunhal.

5.2.2.3. Buchas e pregos

As cantoneiras de base e as que foram usadas nas interseções das paredes com a viga-cinta, assim como nas portas e janela foram fixas com recurso a buchas plásticas e respetivos pregos. Foram efetuados os furos onde se iriam colocar as buchas, com espaçamento de cerca de 10 cm. Após a furação procedeu-se à colocação das buchas e respetivos pregos.

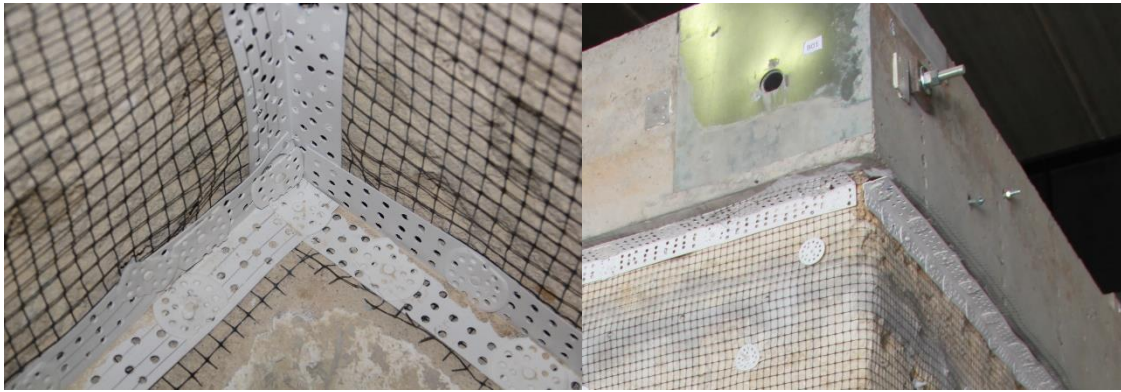


Figura 35 - Cantoneiras aplicadas com recurso a prego e bucha plástica

5.2.3. Acabamento

Após concluída aplicação da rede e todas as cantoneiras e buchas plásticas, procedeu-se ao reboco do modelo. Começou-se pela regularização da superfície do modelo com recurso a um raspador metálico, soprando-a também com recurso a um compressor de ar, prosseguindo depois à limpeza do mesmo com um aspirador, de modo a facilitar a aplicação do reboco. O traço da argamassa usada no reboco corresponde ao mesmo da argamassa de assentamento utilizada aquando da construção do modelo. O reboco foi feito em duas fases, sendo a primeira uma camada de enchimento, e a segunda uma camada de regularização, recorrendo a régua metálica e talocha, de modo a deixar as superfícies uniformemente lisas (Figura 36).



Figura 36 – Evolução da aplicação do reboco

Após a secagem do reboco procedeu-se à caiação do modelo com uma mistura de água e cal hidratada, de forma a permitir uma melhor visualização das fissuras que iriam ocorrer

durante o ensaio do modelo (Figura 37). A aplicação da mistura de cal foi efetuada com recurso a um pincel, tendo sido feitas duas aplicações, garantindo a secagem da primeira camada antes de proceder à aplicação da segunda.



Figura 37 - Modelo pintado

De modo a facilitar o registo das fissuras optou-se por traçar uma malha quadriculada em toda a superfície do modelo, sendo esta de 25 cm por 25 cm nas superfícies exteriores e de 10 cm por 10 cm nas superfícies interiores do mesmo.

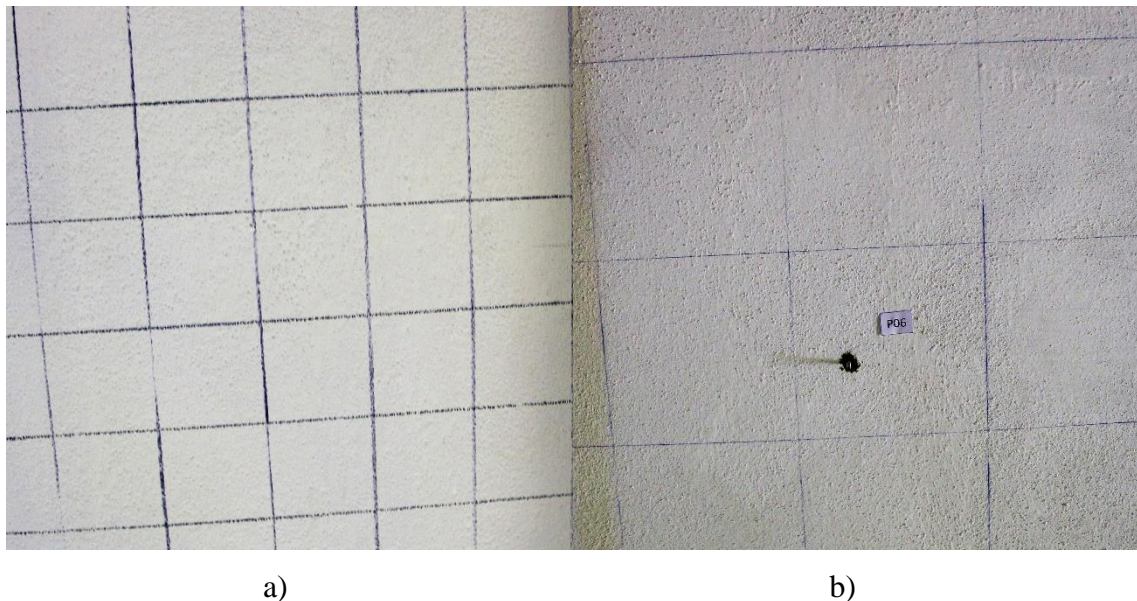


Figura 38 – Malha quadriculada na superfície do modelo: a) interior b) exterior

Esta foi traçada com recurso ao fio azul e, posteriormente, recorrendo a uma régua metálica e marcador de tinta.

5.3. Caracterização dos Materiais

5.3.1. Blocos de adobe

As propriedades mecânicas dos blocos de adobe utilizados na construção do modelo foram definidas anteriormente através de ensaios realizados aquando a construção do modelo. A partir de uma amostragem de 20 blocos, foram realizadas medições das dimensões e das características do adobe:

Tabela 3 - Características médias dos blocos de adobe (Carvalho, 2013)

Volume médio (m³)	Coefficiente de variação (%)
0,013	3,2
Peso específico médio (kN/m³)	Coefficiente de variação (%)
16,45	5,1

Os blocos foram depois submetidos a ensaios de flexão, seguindo o que está descrito no RILEM (RILEM, 1991). Através dos ensaios, obteve-se um valor médio de 0,778 MPa para a resistência à tração em rotura por flexão dos adobes e um valor médio de 1,60 MPa em compressão simples. (Carvalho, 2013)

Os adobes recuperáveis (amostra de 9 adobes) foram ensaiados novamente após serem ligados com a argamassa de cal usada na injeção das fissuras.



Figura 39 – Blocos de adobe recuperados e exemplo de um ensaio de flexão

Através dos ensaios de flexão realizados obteve-se um valor médio de 0,328 MPa para a resistência à flexão (Figura 39). Os ensaios à compressão não foram novamente realizados, pelo que é desconhecido o valor médio de resistência dos blocos em compressão simples após estes terem sido ligados. Os resultados das medições e dos ensaios encontram-se no Anexo A.

Comparando os resultados dos ensaios de flexão verifica-se uma grande diminuição do valor médio de resistência à flexão, sendo que o valor médio dos blocos recuperados apresenta cerca de 42% do valor obtido nos ensaios dos blocos originais. Tal diminuição deve-se ao facto da argamassa usada para ligar os blocos apresentar uma resistência à tração em rotura de flexão de apenas 0,115 MPa, valor este bastante reduzido quando comparado com os valores obtidos no primeiros ensaios dos blocos de adobe, representando cerca de 15% do valor médio obtido nestes.

5.3.2. Argamassas

Durante a construção do modelo, recolheram-se amostras de argamassa aleatoriamente durante toda a fase de construção, por forma a registar as capacidades resistentes desta. A argamassa é de traço 1:1:2 (cal: terra argilosa: areia), designada por “MA”, sendo a cal utilizada cal hidratada com 10% de cal hidráulica, de modo a acelerar a sua presa. Todas as argamassas usadas no modelo foram produzidas e ensaiadas de acordo com a norma europeia EN 1015-11 (CEN, 1999).

Foram ensaiados provetes de argamassa (Figura 40) tendo a mesma sido recolhida em cada lote fabricado durante a fase de construção para moldes de dimensões 100 x 40 x 40 mm³.



Figura 40 - Ensaio de um provete de argamassa: a) Flexão b) Compressão (Carvalho, 2013)

Dos ensaios realizados, segundo a norma EN 1015-11 (CEN, 1999) para a determinação da resistência em flexão e compressão de provetes de argamassa, obteve-se um valor médio de resistência em compressão de 1,15 MPa e de resistência em flexão de 0,43 MPa, o que corresponde a 37% da tensão de rotura em compressão, relação esta dentro dos valores verificados em estudos anteriores realizados para argamassas de cal, como em (Penas, 2008).



Figura 41 – Ensaio de compressão de cilindro de argamassa (Carvalho, 2013)

Além destes prismas foram também ensaiados cilindros de argamassa (Figura 41) com dimensões de 30cm de altura por 15cm de diâmetro, de onde se retirou o valor do módulo de elasticidade em compressão de 1.19 GPa. O resultado integral dos ensaios está no Anexo B. (Carvalho, 2013)

A argamassa de assentamento usada na construção do modelo foi novamente ensaiada aquando a realização do ensaio do modelo reforçado. Quis-se com isto conhecer-se a evolução da resistência desta argamassa após um longo período de tempo de cura, sendo que passaram 20 meses entre estes ensaios.

Através da realização de ensaios de flexão e compressão de provetes de argamassa seguindo as mesmas normas que nos ensaios realizados anteriormente, obteve-se agora um valor médio de resistência em compressão de 1,17 MPa e de resistência em flexão de 0,37 MPa. Não foram ensaiados novos cilindros de argamassa.

Verifica-se um ligeiro aumento no valor médio de resistência em compressão das argamassas usadas na construção, o que pode estar relacionado com o maior tempo de

cura destes provetes. No entanto, resistência em flexão teve um ligeiro decréscimo, o que pode-se dever a possíveis erros associados aos ensaios.

Para além destas argamassas, foram também ensaiadas as argamassas usadas na recuperação do modelo. Para o tamponamento das fissuras, utilizou-se uma argamassa à base de areia, cal hidráulica, cimento e cal hidratada, com um traço de 4:1:1:1/2 (areia: cal hidráulica: cimento: cal hidratada) (Figura 42), designada por “MAA”. As caldas injetadas nas fissuras correspondem a argamassas à base de cal, sendo as da primeira injeção de traço 2:1 (90% de cal hidratada com 10% de cal hidráulica, água), designadas por “IC” e as da segunda injeção a uma argamassa de cal hidráulica de traço 2:1 (cal hidráulica, água), designadas por “A”, “B”, e “C”.



Figura 42 - Provetes de argamassa usada no tamponamento das fissuras

As argamassas usadas no tamponamento das fissuras tiveram um resultado do valor médio de resistência em compressão de 5,52 MPa e de resistência em flexão de 1,42 MPa enquanto a calda de cal injetada nas fissuras da segunda injeção teve um valor médio de resistência em compressão de 3,13 MPa e de resistência em flexão de 0,12 MPa. As caldas usadas na primeira injeção foram apenas ensaiadas à compressão, obtendo um valor médio de resistência em compressão de 1,47 MPa.

Estes provetes foram todos sujeitos a ensaios de ultrassons recorrendo a um dispositivo de medição de pulso ultrassónico (Figura 43). Este tipo de dispositivo gera impulsos ultrassónicos de baixa frequência e mede o tempo que estes demoram a passar de um transdutor para o outro, atravessando o material entre eles, permitindo-nos assim conhecer algumas propriedades desse mesmo material. O modelo utilizado neste ensaio foi o “Pundit 6 Model PC1000”(CNS Farnell Limited, 2003).



Figura 43 - Pundit

A partir dos resultados medidos através do Pundit e, seguindo o manual de referências técnicas de medição de pulso ultrassônico (Way, 2004), calculou-se o módulo de elasticidade média de cada uma das argamassas. Obteve-se um valor médio de 3,87 GPa para as argamassas usadas no assentamento dos adobes, 11,63 GPa para as argamassas usadas no tamponamento das fissuras e 3,02 GPa para as argamassas injetadas nas fissuras.

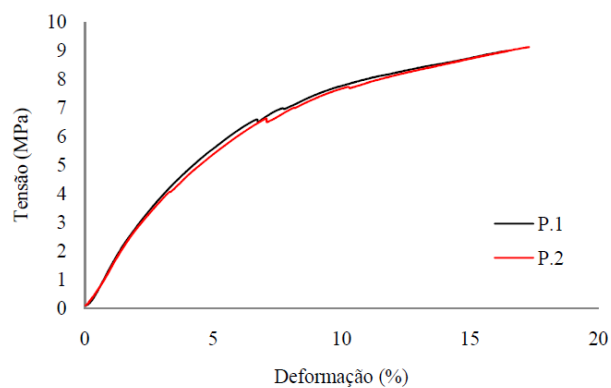
O resultado integral dos ensaios das argamassas encontra-se no Anexo B.

5.3.3. Rede geossintética

A rede geossintética utilizada no reforço do modelo de adobe foi anteriormente usada no reforço da parede em "I", trabalho desenvolvido por (Figueiredo, 2009). Trata-se de uma rede “Cintoflex”, resistente a ambientes alcalinos, que apresenta valores de resistência eficazes para esta aplicação. Os ensaios realizados foram feitos em tração, a uma velocidade de 3mm/min à temperatura ambiente (Figura 44).



a)



b)

Figura 44 – Ensaio da rede geossintética: a) Máquina de tração b) Cuva tensão vs deformação (Figueiredo, 2009)

Tabela 4 - Resultados de tensão-deformação da rede (Figueiredo, 2009)

Rede	Comprimento (cm)	Largura (cm)	Tensão de Rotura (MPa)	Deformação Máxima (%)
1	22,5	18,5	8,98	17,0
2	23,5	18,5	9,11	18,0

Estes resultados revelam que a resistência da rede equivale a um terço da resistência do aço em tração. (Figueiredo, 2009)

5.4. Análise de custos

O total de custos associados aos materiais utilizados no reforço do modelo foi de 779,22€, distribuídos da seguinte forma:

Tabela 5 - Custos dos materiais usados no reforço

Materiais			
Descrição	Quantidades		Preço (€)
Bucha com prego para roofmate 70mm	1450	un	126,81
Jewe ângulo PVC 50x50	29	un	200,24
Varão roscado e acessórios (INTEC)	10	metros	76,26
Corda (fio rafia)	15	metros	2,91
Rede Tenax Cintoflex	90	metros	60,97
Cal Hidratada	20	sacos	73,80
Cal Hidráulica	2	sacos	16,82
Areia	3	m ³	147,60
Terra	1,5	m ³	73,80
Total (com iva)			779,22

De seguida apresentam-se os custos relativos à mão-de-obra.

Tabela 6 - Custos da mão-de-obra associada ao reforço

Mão-de-obra			
Tarefa	Dias	Nº Homens	Horas
Tamponamento das fissuras	1,5	2	24
Aplicação da rede geossintética (valor estimado)	5	2	80
Reboco (1ª fase)	4	3	84
Reboco (2ª fase)	4	2	56
Total	14,5	9	244

O número de horas despendidas na aplicação do reforço corresponde a um valor estimado, em que cada trabalhador apresenta 8 horas de trabalho diárias.

Considerando o preço médio de 8€ por hora de um trabalhador de construção civil, valor obtido através da análise das fichas de rendimentos do LNEC (Manso, 2012), obteve-se um custo total para reparação e aplicação do reforço no modelo de 1952€. Dividindo este

valor pela área total da superfície do modelo chegou-se a um preço estimado de 38,40 € por metro quadrado.

Como se pode verificar, os custos relativos à mão-de-obra correspondem a cerca de três quartos dos custos totais para os trabalhos de reforço sísmico. Tal já tinha sido verificado anteriormente no estudo do reforço da parede em “I” levada a cabo também no laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro (Figueiredo, 2009). Estes custos poderão ter uma redução significativa com a otimização da aplicação das atuais técnicas e com o aparecimento de novas técnicas de reforço.

CAPÍTULO 6 – RESULTADOS DO ENSAIO DO MODELO REFORÇADO E ANÁLISE COMPARATIVA

No presente capítulo será descrito o comportamento geral do modelo reforçado durante o ensaio, acompanhado de diversos gráficos que representam o deslocamento do modelo. Serão também apresentadas diversas características do comportamento do modelo, como a sua rigidez global, frequências naturais e do comportamento energético, assim como o comportamento em cada um dos seus planos, acompanhado de mapas de propagação de danos.

6.1. Comportamento Global

O deslocamento global do modelo foi registado através de um gráfico tensão-*drift*.

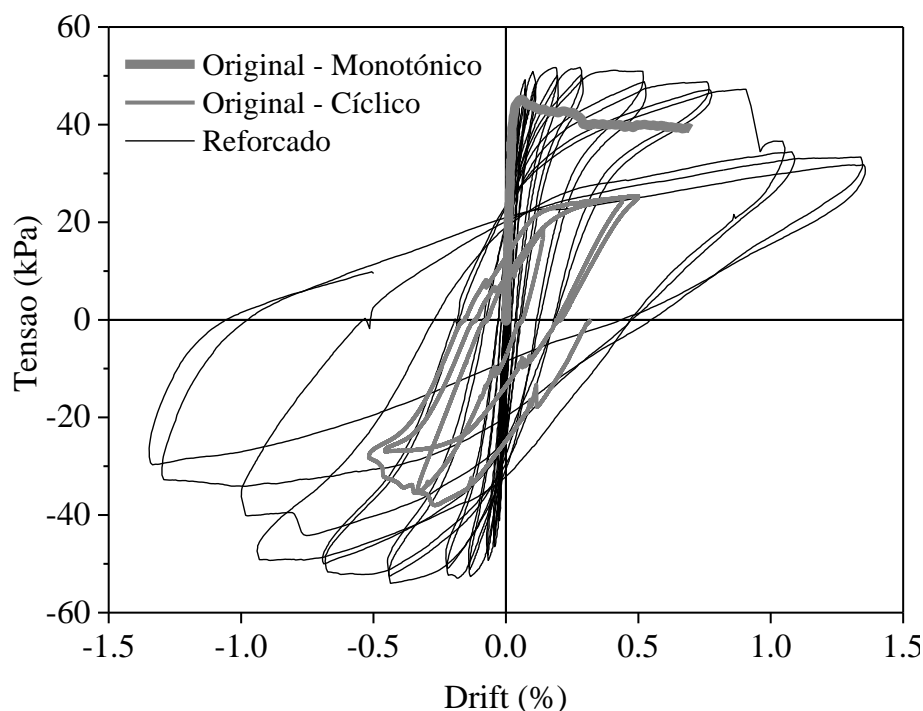


Figura 45 - Gráficos tensão-*drift*: Modelo original e reforçado

O gráfico da Figura 45 representa as curvas de tensão-*drift* para os diferentes ciclos do ensaio do modelo reforçado, assim como os resultados do ensaio do modelo original. De modo a comparar estes, comparou-se a curva do ensaio monotónico do ensaio do modelo original com os máximos de cada ciclo de *drift* do ensaio do modelo reforçado. Não se pode fazer uma análise comparativa direta pois, no ensaio do modelo original, este foi em primeiro lugar submetido a um ensaio monotónico, formando uma curva de “*pushover*”, seguido de ensaios cíclicos.

A tensão máxima aplicada no sentido positivo foi de 57,44 kPa para um *drift* de 0,50%, e de 59,95 kPa para o sentido oposto, correspondendo esta tensão a um *drift* de 0,75%.

Análise comparativa – modelo original

Comparando os resultados dos dois ensaios, verifica-se um aumento de cerca de 12,2 kPa (cerca de 27% de acréscimo) para a tensão máxima aplicada no sentido positivo do atuador, sendo que este se deu para um nível de *drift* de 0,06% no modelo original e um *drift* de 0,50% no modelo reforçado. O acréscimo do valor máximo de tensão aplicado no modelo reforçado é indicativo da eficiência do reforço, sendo que este é traduzido numa maior resistência do modelo. Além do acréscimo de resistência, o modelo reforçado apresenta também uma maior ductilidade, pois a sua tensão máxima é atingida para valores de *drift*, consideravelmente superiores à do ensaio do modelo original, o que demonstra uma maior capacidade de deformação do modelo após o seu reforço.

Comparando os valores máximos de tensão atingidos entre os dois ensaios para o sentido negativo do atuador, verifica-se um incremento de cerca de 22 kPa (cerca de 58% de acréscimo), sendo este atingido para um *drift* de 0,25% no modelo original e de 0,75% no modelo reforçado. A grande diferença de tensão máxima e *drift* no sentido de atuador indica que após o reforço, a ligação entre os elementos do modelo é mais efetiva.

6.2. Evolução dos Danos

De seguida apresentam-se os mapas de evolução de danos nas diferentes fachadas do modelo reforçado para cada nível de *drift* (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). Estes podem ser vistos com mais detalhe no Anexo D.

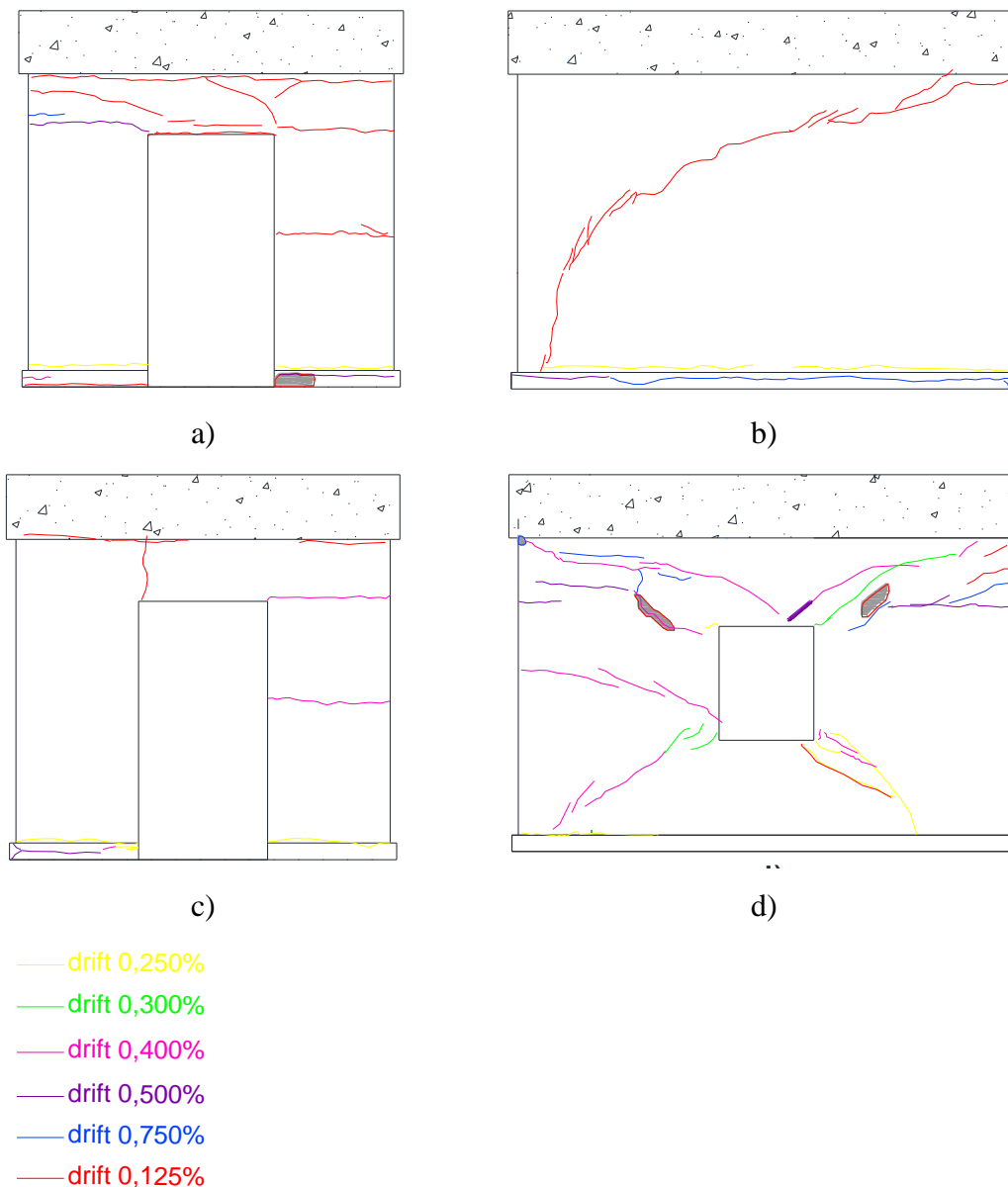


Figura 46 - Evolução dos danos para diferentes níveis de drift nas diferentes paredes do modelo. a) Este b) Norte c) Oeste d) Sul

Os primeiros danos do modelo surgiram na base do mesmo, para um *drift* de 0,250%, com fissuras que surgiram devido ao levantamento da estrutura. Surgiram também neste nível de *drift* as primeiras fissuras diagonais nos cantos da janela da parede Sul,

verificando-se uma fissura desde o canto inferior direito até à base do modelo e outra pequena no canto superior direito, como ilustrado na Figura 47.



Figura 47 - Primeiros danos no ensaio (*drift* de 0,250%)

De seguida verificou-se o aparecimento de novas pequenas fissuras diagonais nos cantos da janela da parede sul, para um *drift* de 0,300%. No *drift* de 0,400%, verificou-se o prolongamento das fissuras diagonais que tinham surgido previamente, assim como novas fissuras diagonais também elas junto à abertura da parede Sul (Figura 48). Verificou-se também o agravamento das fissuras das bases das paredes Este e Oeste, assim como o aparecimento de fissuras horizontais com origem na abertura da parede Oeste.



Figura 48 - Danos após os níveis de *drift* de 0,300% e 0,400%

Para os *drifts* 0,500% e 0,750% verificou-se o aparecimento de mais fissuras diagonais na parede Sul e prolongamento das existentes, assim como um agravamento das fissuras da base do modelo (Figura 49), devido ao seu levantamento. Também surgiram novas fissuras em torno das aberturas das paredes Este e Oeste.

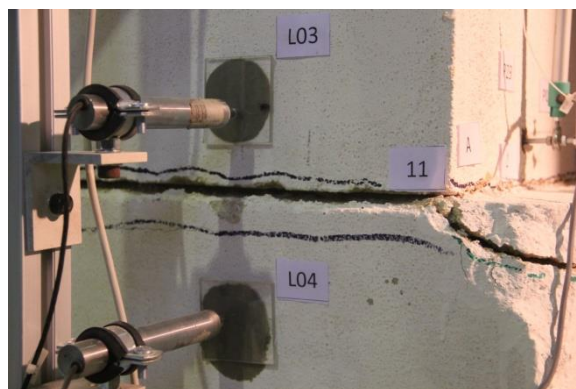


Figura 49 – Agravamento das fissuras de base após os níveis de *drift* de 0,500% e 0,750%

No nível de *drift* de 1,000% deu-se o destacamento do reboco nas fissuras diagonais existentes, o aumento das fissuras de levantamento da base e ainda o destacamento do reboco da base.

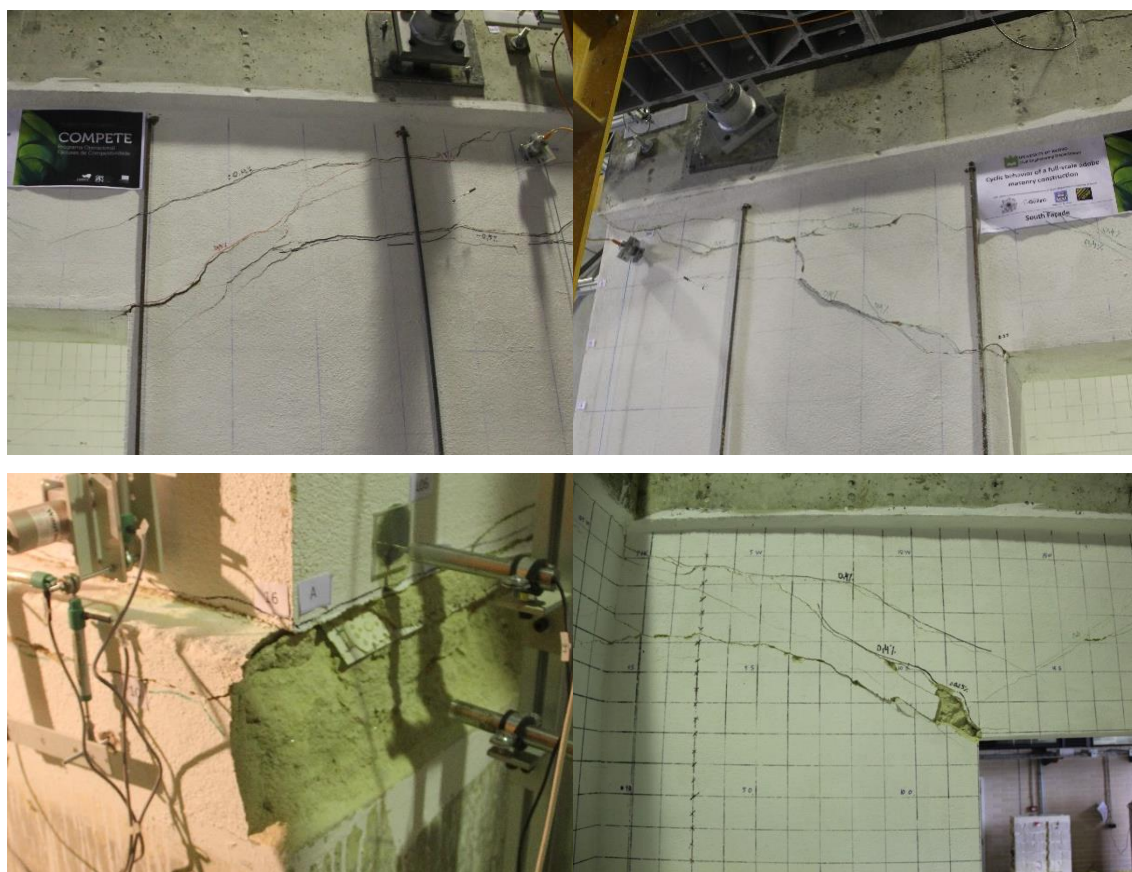


Figura 50 – Danos após o nível de *drift* de 1,000%

O nível de *drift* 1,250% foi crítico, sendo que neste ocorreu o aparecimento de uma fissura diagonal de um canto ao outro da parede Norte, como pode ser verificado na Figura 51, assim como outras fissuras graves noutros pontos das outras paredes. A partir do *drift* 1,500%, verificou-se a rotura da parede Norte e deu-se por encerrado o ensaio.

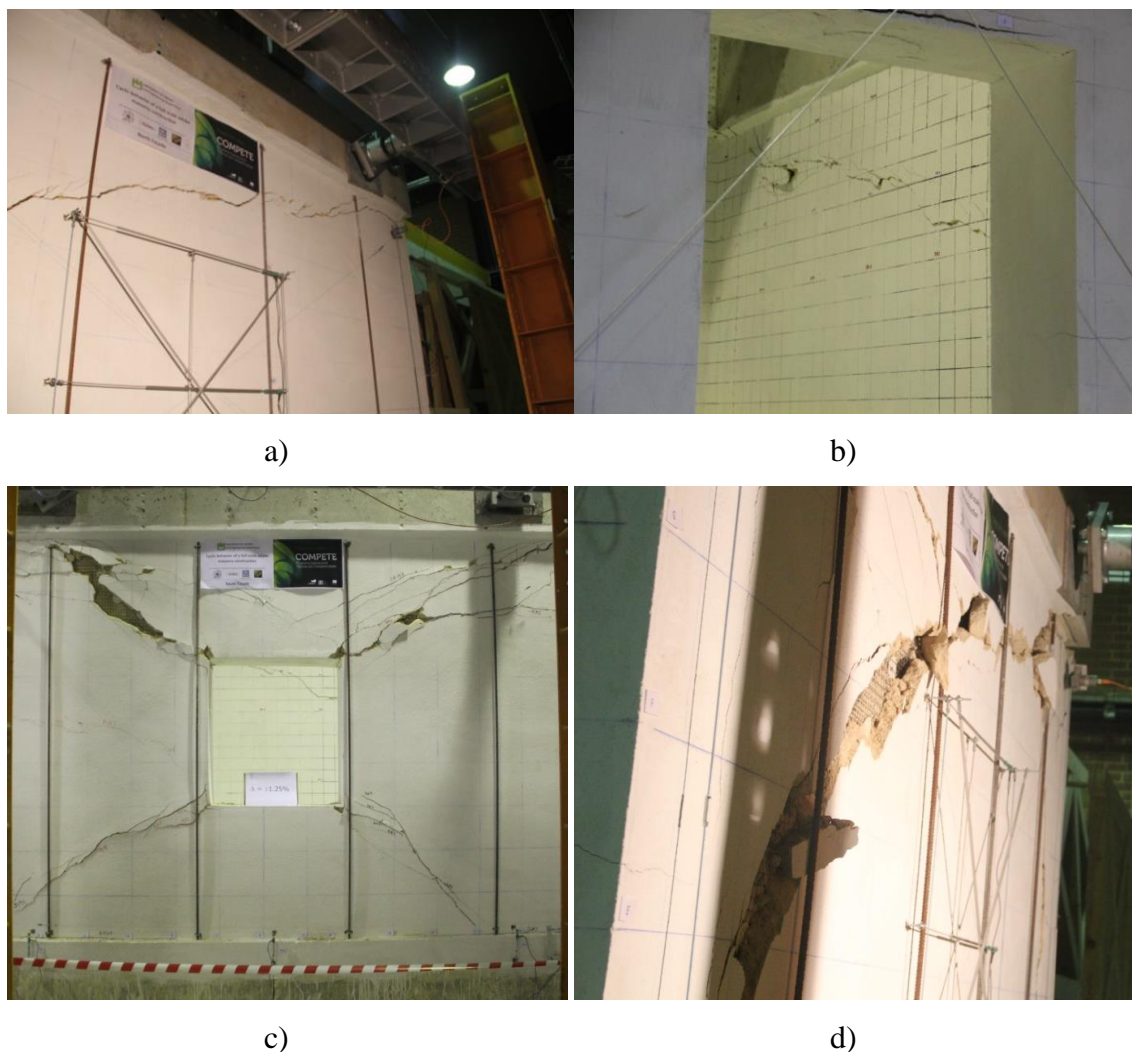


Figura 51 - a) Fissura diagonal na face exterior da parede Norte após o nível de *drift* de 1,250% b) Fissura diagonal na face interior da parede Norte após o nível de *drift* de 1,250% c) Danos da fachada Sul após o nível de *drift* de 1,250% d) Danos da fachada Norte após nível de *drift* de 1,500%

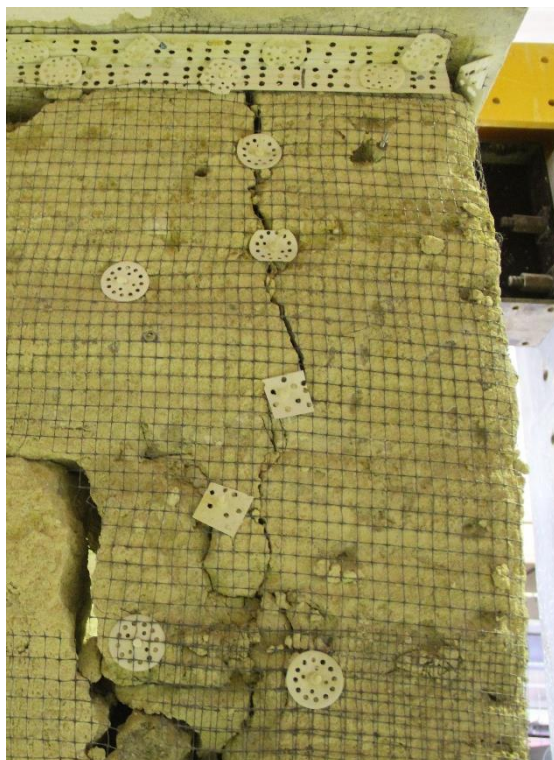
Análise comparativa - modelo original

Devido aos ciclos de carga aplicados nos dois ensaios terem sido diferentes, o que já foi referido anteriormente, não é possível fazer uma análise muito minuciosa dos resultados da evolução dos danos entre os dois ensaios. Verifica-se que em ambos os ensaios houve o aparecimento de uma fissura em "X" na parede Sul, no entanto, embora os danos tenham sido idênticos em toda a estrutura, a grande diferença entre os dois ensaios foi verificada na parede Norte. Antes do reforço, verificou-se o aparecimento de uma fissura em "X"

nesta mesma parede, enquanto no modelo reforçado, verifica-se apenas uma fissura diagonal que tem origem no canto superior direito e se prolonga até ao canto inferior esquerdo.

Danos nos cunhais

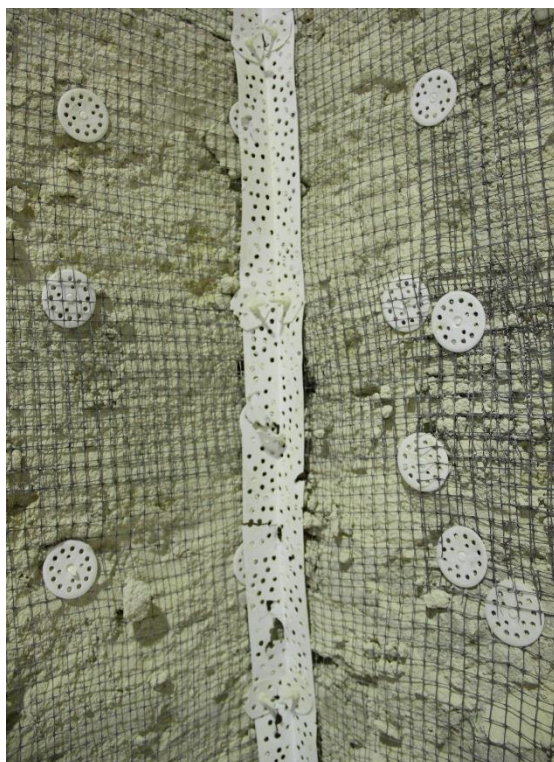
Verifica-se que ambas as soluções de reforço aplicadas nas zonas dos cunhais foram eficientes no ligamento entre parede ortogonais. Através da observação dos danos nas zonas dos cunhais do modelo verifica-se que os cunhais em que se usou o método de cozedura (cunhais NE e SE), Figura 52 b), apresentam menor fissuração, menor destacamento do reboco e um menor levantamento na base, em relação aos outros dois cunhais (cunhais NO e SO), em que se usaram os varões roscados, nos quais se verificou uma fissura contínua, de cima a baixo, em cada um desses, na face exterior do modelo, como ilustrado na (Figura 52 a)) revelando que o método de cozedura apresenta melhor eficiência no ligamento entre panos ortogonais e uma melhor distribuição de tensão ao longo do cunhal. Apesar de este método ter revelado uma maior eficiência, o método de aplicação das cantoneiras nos cunhais, com recurso a varões roscados (cunhais NO e SO), demonstrou ser de muito mais fácil e rápida aplicação, sendo também eficiente para o efeito pretendido, observando-se uma quase ausência de danos na zona dos cunhais no interior do modelo (Figura 52 c) e Figura 52 d)).



a)



b)



c)



d)

Figura 52 - Danos nos cunhais: a) Método de varões roscados no exterior do modelo b) Método de cozedura no exterior do modelo c) Método de varões roscados no interior do modelo d) Método de cozedura no interior do modelo

6.3. Deslocamento Lateral

Nos gráficos da Figura 53 estão representados os deslocamentos laterais dos diferentes cunhais do modelo reforçado em função da sua altura, para o sentido positivo do atuador, em que cada uma das linhas representa um nível de *drift* diferente.

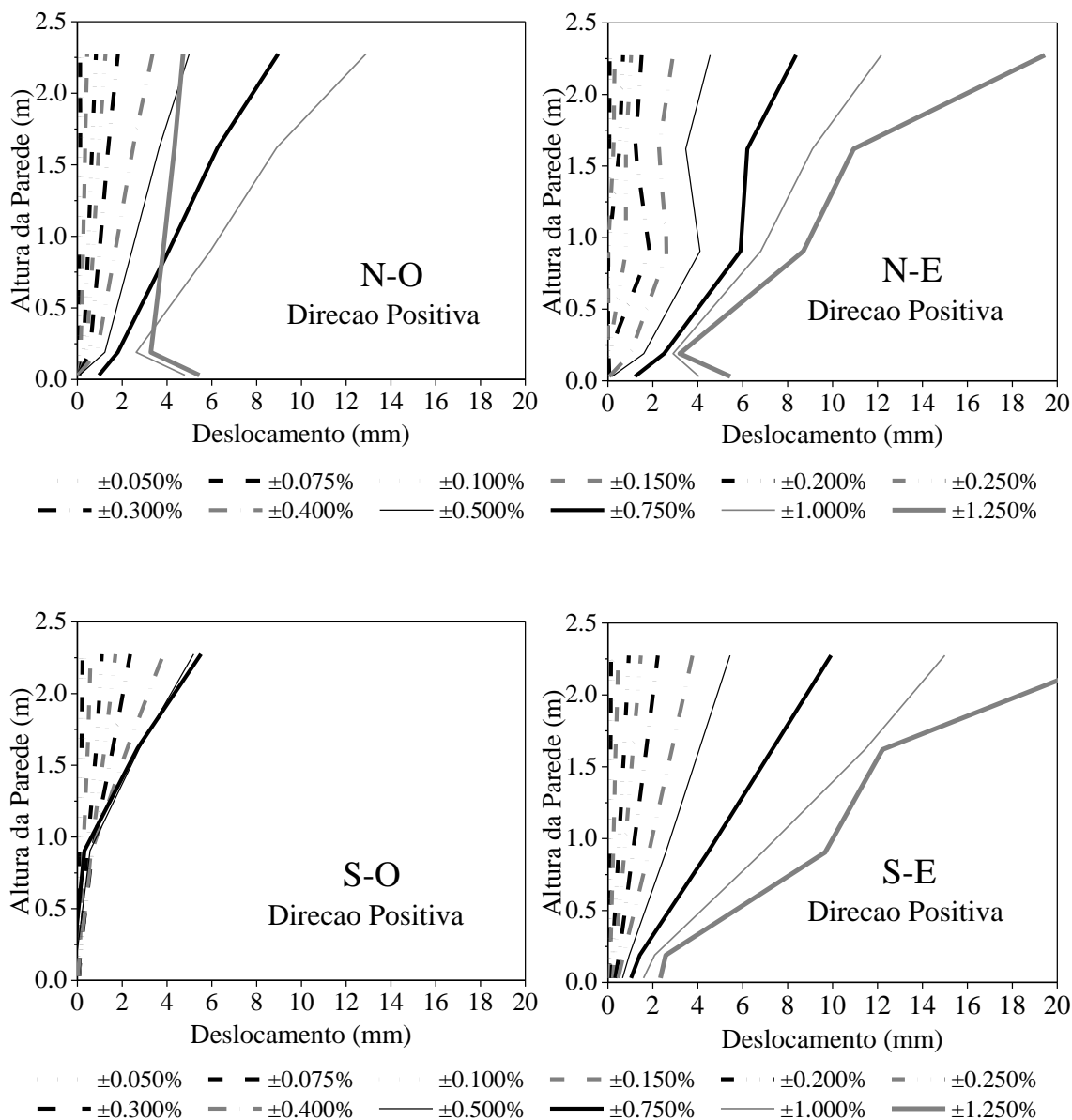


Figura 53 – Deslocamento lateral: Modelo reforçado

Analisando os gráficos de deslocamento lateral de cada cunhal do modelo verifica-se que, de um modo geral, a parede Sul sofreu deslocamentos superiores à parede Norte, à semelhança do que já tinha ocorrido no ensaio do modelo original.

Tal acontece devido à presença da janela na parede Sul, que lhe confere uma rigidez inferior, traduzindo-se portanto em deslocamentos superiores às da parede Norte, para um nível de *drift* imposto igual.

Observa-se um comportamento linear nos primeiros ciclos impostos, até ao *drift* de 0,75%, sendo que a partir daí, devido aos danos causados pelo primeiro ensaio e pelos primeiros ciclos do ensaio do modelo reforçado, aliado ao facto do reforço conferir maior rigidez em certas zonas do modelo, começam-se a verificar algumas distorções, que alteram o comportamento do modelo.

Os deslocamentos laterais registados para o nível de *drift* correspondente ao valor de tensão máxima (0,50%) no sentido positivo do ensaio foram de 4,99mm, 4,55mm, 5,19mm e 5,44mm nos cunhais NO, NE, SO e SE, respetivamente.

Com o ensaio atingiu-se um *drift* máximo de 1,50%. Os deslocamentos máximos registados nos cunhais SE e NE para este nível de *drift* foram de 32,56mm e 21,67mm. Não é possível determinar os deslocamentos dos outros dois cunhais, NO e SO, durante este nível de *drift* pois os sensores dispostos nesses cunhais já não se encontravam em correto funcionamento devido a destacamento do reboco nas zonas onde eles se encontravam colocados.

O deslocamento lateral máximo verificado para o sentido positivo do ensaio ocorreu no cunhal SE, correspondendo a um deslocamento de 32,56mm para um *drift* de 1,50%. Os cunhais NE e NO tiveram deslocamentos máximos de 21,67mm e 12,88mm, para *drifts* de 1,50% e 1,00%, respetivamente. O valor máximo registado no cunhal SO foi de apenas 5,5mm, para um *drift* de 0,75%.

Análise comparativa – modelo original

Para o nível de *drift* correspondente ao valor de tensão máxima do ensaio do modelo original (0,06%), a parede Norte do modelo reforçado teve um deslocamento lateral de apenas 0,07mm no cunhal NO e de 0,09mm no cunhal NE. Para a parede sul registaram-se deslocamentos horizontais de 0,15mm e 0,08mm para os cunhais SO e SE, respetivamente. Quando comparados com os deslocamentos do modelo original neste

mesmo nível de *drift*, os deslocamentos horizontais nos cunhais NO, NE, SO e SE do modelo reforçado foram 8%, 10%, 13% e 7% inferiores, respetivamente.

6.4. Rigidez da Estrutura

Para conhecer a rigidez do modelo reforçado na direção da força do atuador de carga, em primeiro lugar traçaram-se os gráficos tensão-extensão de corte das paredes Norte e Sul, isoladamente, para os deslocamentos máximos de cada nível de *drift* (Figura 54).

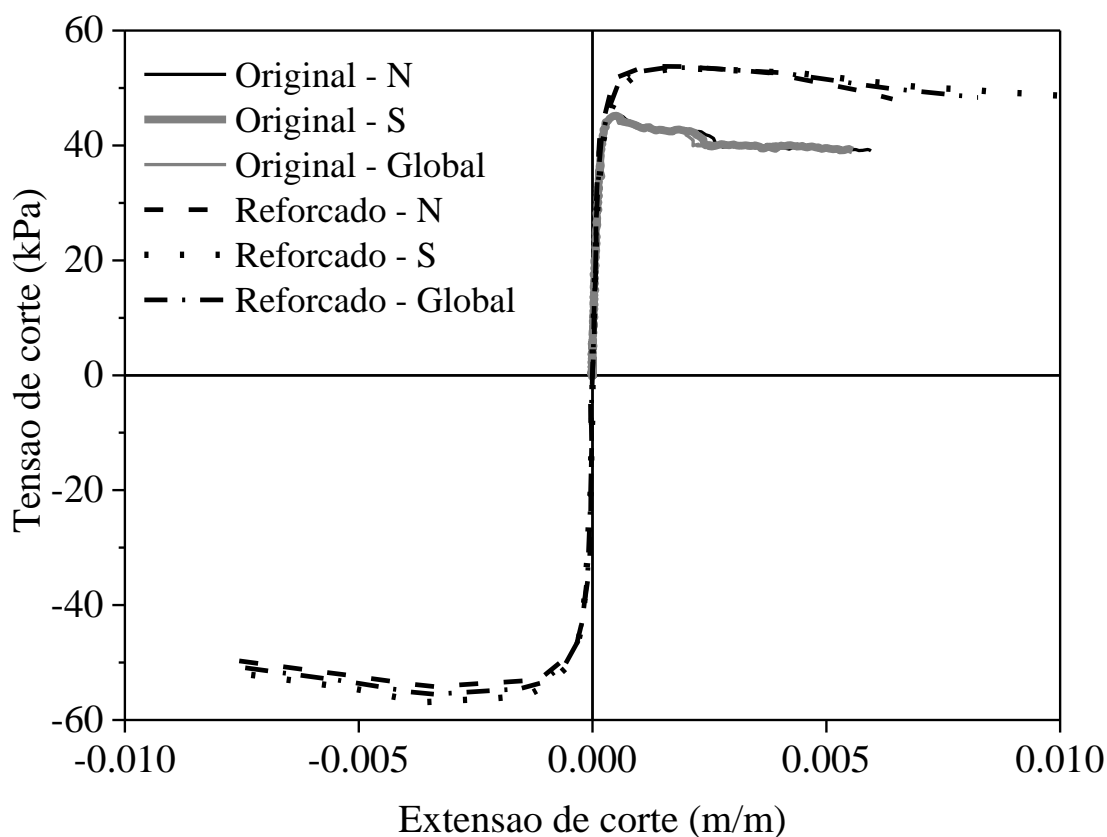


Figura 54 - Gráficos Tensão-Extensão de corte Modelo reforçado vs. Modelo original

Calculando a rigidez de forma idêntica ao que foi feito para o modelo original, obtém-se uma rigidez de 204 MPa para o modelo reforçado.

Análise comparativa - Modelo original

O valor da rigidez do modelo reforçado está muito próximo da rigidez do modelo original, o que pode ser verificado com a quase sobreposição da fase linear dos gráficos tensão-extensão de corte. Verifica-se uma redução de apenas cerca de 5% da rigidez em relação

ao modelo original, o que indica que o reforço foi bem-sucedido. Esta pequena redução deve-se a fissuras e danos interiores no modelo, que não se conseguem corrigir com a recuperação do mesmo, sendo por isso normal.

6.5. Levantamento da Base

Apresentam-se de seguida os gráficos correspondentes aos levantamentos máximos da base em cada uma das paredes com face perpendicular à direção do atuador (Norte e Sul) para cada nível de *drift*. São apresentados os valores de levantamento para cada uma das paredes isoladamente, para os valores máximos positivos (sentido indicado na Figura 12) e negativos do atuador.

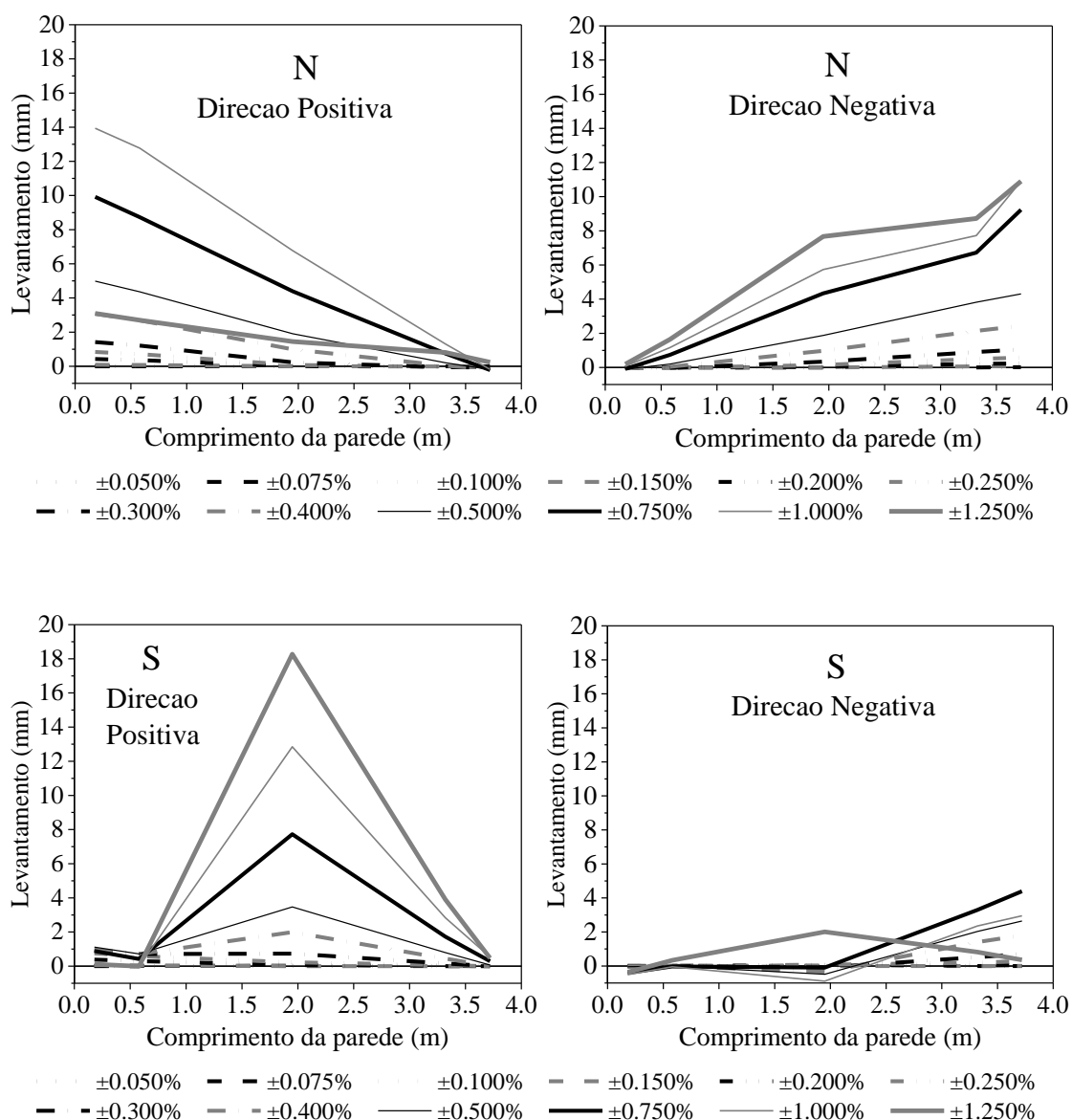


Figura 55 - Levantamento da base: Modelo reforçado

Através da análise dos gráficos de evolução de levantamento da base do modelo reforçado observa-se um comportamento linear da parede Norte até ao *drift* de 0,75%, com o levantamentos máximos a ocorrerem nas extremidades da parede, sendo que entre os níveis de *drift* de 0,50% e 0,75% o levantamento da base nas extremidades em ambos os sentidos duplica, de 5mm para 10mm no sentido positivo e de 4,3mm para 9,2mm no sentido negativo. Devido à perda de rigidez no modelo a partir do nível de *drift* 0,75%, o comportamento da parede Norte deixa de ser linear. Isto é também resultante do reforço do modelo que, como referido anteriormente, confere maior rigidez em certas zonas do modelo, começando-se a verificar algumas distorções, que alteram o comportamento do mesmo.

Na parede Sul pode-se verificar que não houve levantamento da base nas extremidades da parede para o sentido positivo do ensaio. Este deu-se sim na zona central, zona esta onde se encontra uma abertura, a janela, cuja presença altera a distribuição de tensões na parede, originando o levantamento desta por baixo da janela. No sentido negativo observa-se o levantamento na extremidade correspondente ao cunhal SE, sendo que este decresce de forma linear até a meio do seu comprimento, que corresponde à zona por baixo da janela.

Para o *drift* correspondente ao valor de tensão máxima registada no modelo, 0,50%, a parede Norte apresenta um levantamento máximo de 5,0mm para o sentido positivo, dando-se este na zona do cunhal NO e de 4,3mm para o sentido negativo, sendo que este ocorre na zona do cunhal NE. Na parede Sul observa-se um deslocamento vertical de 3,5mm a meio do seu comprimento para o sentido positivo e de 2,6mm no sentido negativo, sendo que este se dá na zona do cunhal SE.

Os valores máximos registados pelos sensores no sentido positivo do ensaio foram de 23,0mm na parede Sul e 13,9mm na parede Norte, correspondendo a níveis de *drift* de 1,50% e 1,00%, respetivamente. No sentido negativo registaram-se valores máximos de 10,9mm na parede Norte, para um *drift* de 1,25% e de 4,4mm na parede Sul, correspondendo este ao nível de *drift* de 0,75%. Os valores máximos registados pelos sensores podem não corresponder necessariamente aos deslocamentos verticais máximos, pois alguns sensores ficaram comprometidos ao longo do decorrer do ensaio, devido a destacamento de reboco que poderá ter caído em cima deles, comprometendo assim as leituras dos mesmos.

Análise comparativa - modelo original

Comparando os valores de levantamento do modelo original com os do modelo reforçado, apenas para o sentido positivo, pois foi o sentido em que se realizou o ensaio de *pushover* no modelo original, verifica-se que o modelo reforçado apresentou, de modo geral, levantamentos da base inferiores ao modelo original.

Para o nível de *drift* correspondente ao valor de tensão máxima registado no ensaio original (0,06%), o modelo reforçado apresenta deslocamentos verticais praticamente nulos, contra os 0,54mm e 0,27mm registados no ensaio do modelo original, para as paredes Norte e Sul, respetivamente.

Comparando os deslocamentos verticais máximos observados no modelo original, ambos para um nível de *drift* de 0,75%, com os levantamentos do modelo reforçado nesse mesmo nível de *drift*, observa-se um levantamento de 15,0mm e 2,4mm no modelo original e de 9,9mm e 7,7mm no modelo reforçado, para as paredes Norte e Sul, respetivamente. Verifica-se então uma redução de 34% na parede Norte do modelo reforçado, enquanto a parede Sul do modelo reforçado apresenta um valor correspondente a cerca de 220% do levantamento observado no modelo original.

6.6. Frequências Naturais

As frequências naturais do modelo reforçado foram obtidas através de acelerómetros óticos, situados no topo da cinta de betão da fachada Este (Figura 56). Foram apenas colocados acelerómetros na direção do atuador (direção E-O), sendo que para análise de resultados, considerou-se a média dos acelerómetros, designados por "acelerómetro 03" e "acelerómetro 04".



Figura 56 - Acelerómetros fachada Este

Em primeiro lugar, realizaram-se medições antes do ensaio. Durante o ensaio, efetuaram-se paragens em diferentes níveis de *drift* para realizar novas medições. Na primeira medição, o atuador estava em carga, enquanto nas restantes teve-se o cuidado de o atuador não estar em força, de modo a reduzir a influência que este poderia ter com os resultados das frequências do modelo. Após a realização do ensaio, foram realizadas ainda duas medições, uma com o atuador ligado, a outra com o atuador já desligado.

Tabela 7 - Leituras das frequências naturais ao longo do ensaio

Descrição	<i>Drift</i> (%)	Direção E-O (Hz)
Antes do ensaio	0	41,66
Antes do ensaio	0	41,33
Paragem para medição com radar	0,25	33,92
Paragem para medição com radar	0,25	33,16
Paragem para medição com radar	0,5	26,54

Paragem para medição com radar	0,75	24,63
Paragem para almoço	1	24,95
Paragem para medição com radar	1,25	22,41
Paragem para medição com radar	1,25	22,54
Fim com atuador ligado	1,25	21,03
Fim com atuador desligado	1,25	21,03

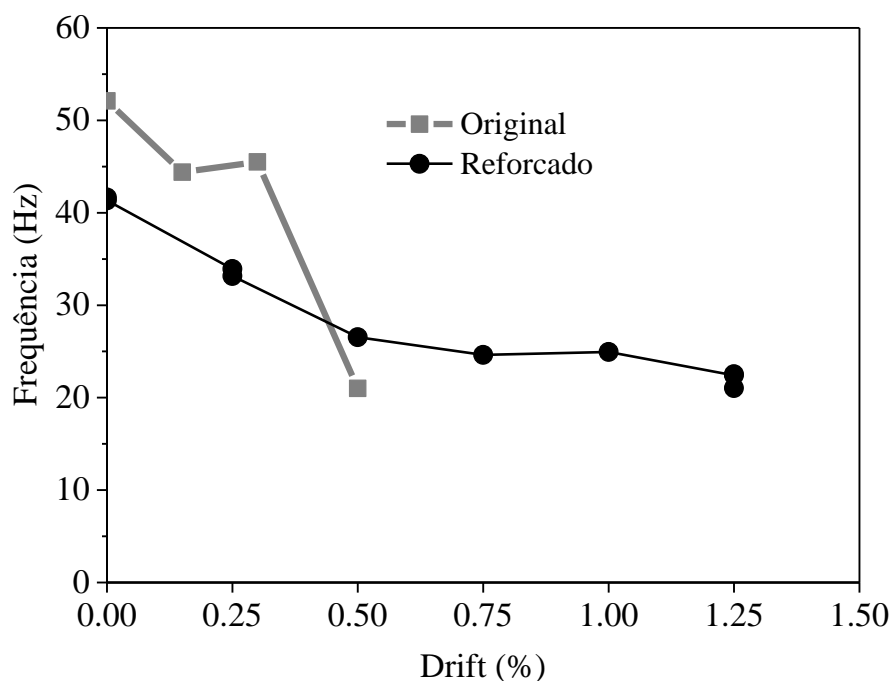


Figura 57 - Frequências naturais do modelo

A primeira frequência natural do modelo, antes de este ser sujeito a qualquer deslocamento foi de aproximadamente 42Hz. Este valor decresce ao longo do ensaio, sendo de aproximadamente 21Hz aquando o final do ensaio, ou seja, verifica-se uma diminuição de 50% entre as leituras das frequências próprias do modelo antes e após o ensaio. À semelhança do que foi concluído no ensaio do modelo original, esta diminuição ocorre devido aos danos que se propagam à medida que o ensaio avança, provocando uma perda de rigidez de todo o modelo.

Análise comparativa - modelo original

Na Tabela 8 apresentam-se as frequências naturais iniciais e finais do modelo original e do modelo reforçado.

Tabela 8 - Diferenças de frequências naturais

Designação	Modelo original	Modelo reforçado
Frequência Natural Inicial (Hz)	51,2	41,7
Frequência Natural Final (Hz)	21,1	21,0
Diferença (%)	58,8	49,5

Comparando as duas frequências próprias do modelo original e do reforçado, verificou-se que a reparação e o reforço do mesmo lhe conferiram uma rigidez relativamente próxima ao modelo original, sendo que a frequência própria do modelo reforçado corresponde a cerca de 81% do valor registado para frequência natural do modelo original. Tal diminuição na rigidez do modelo reforçado, traduzida pela leitura das frequências, dado que estas duas grandezas são diretamente proporcionais, deve-se ao facto de existirem sempre fissuras e outros danos internos na estrutura, impossíveis de reparar, que conferem a esta uma perda de rigidez.

Verifica-se também que, para o modelo original, houve um decréscimo de cerca de 60% entre as leituras das frequências naturais antes e após o ensaio, enquanto que, para o modelo reforçado, este foi de apenas 50%. Tal leitura permite-nos afirmar que o modelo reforçado mantém, por mais tempo de aplicação de carga, uma menor perda das suas características, podendo então concluir-se que este comportamento é traduzido pela influência que o reforço teve no modelo.

6.7. Energia Dissipada

A energia dissipada durante o ensaio foi obtida através da integração do gráfico força-deslocamento (Figura 58).

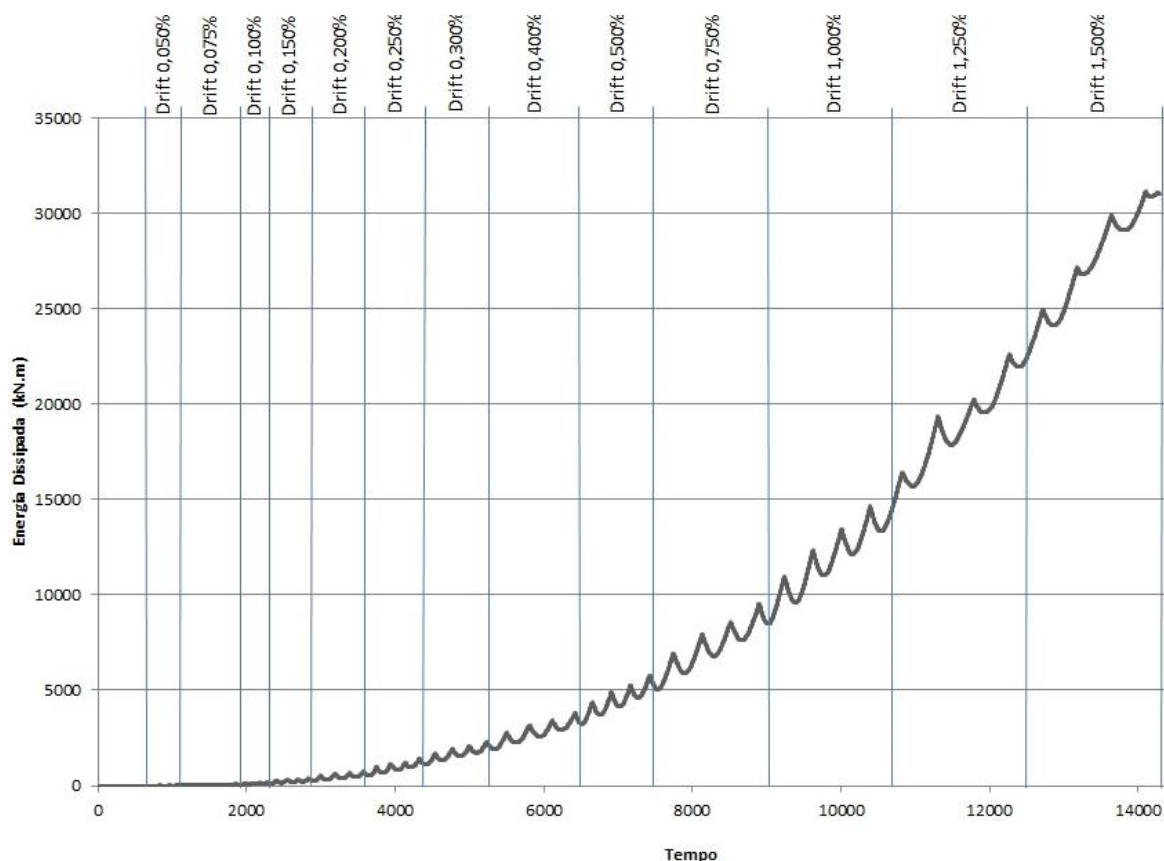


Figura 58 - Energia dissipada ao longo do ensaio

Através da observação do gráfico da Figura 58 verifica-se que a energia dissipada evolui de forma exponencial ao longo do ensaio. À medida que os danos vão aparecendo no modelo, os valores de energia dissipada, de um nível de *drift* até ao nível seguinte vão sendo cada vez superiores. De seguida apresentam-se os valores, em percentagem, da energia dissipada em cada nível de *drift*.

Tabela 9 - Percentagem de energia dissipada ao longo do ensaio por nível de *drift*

Nível Drift (%)	Energia dissipada (% Total)
0,050	0,01
0,075	0,15
0,100	0,19
0,150	0,44
0,200	0,94
0,250	1,87
0,300	2,55
0,400	4,30
0,500	5,81
0,750	11,13
1,000	15,90
1,250	28,48
1,500	28,20

A dissipação de energia foi praticamente nula até o nível de *drift* de 0,200%, momento para o qual ainda não se tinham registado quaisquer danos no modelo.

Entre os níveis de *drift* de 0,250% e 0,500% observa-se uma dissipação de energia de cerca de 15% da energia total dissipada, o que indica o aparecimento dos primeiros danos do modelo.

Entre os níveis de *drift* de 0,750% e 1,000% já se começa a verificar uma dissipação de energia significativa, sendo que para estes dois ciclos apenas se verifica cerca de 27% do total da energia dissipada durante o ensaio. Tal valor está em concordância com os danos apresentados, pois para estes níveis de *drift*, observou-se um agravamento dos danos já existentes no modelo.

A maior propagação de danos em todo o modelo ocorreu nos dois últimos ciclos impostos, sendo que para estes verifica-se que cerca de 57% da energia total foi dissipada. Tal quantidade de energia dissipada é traduzida pelo aparecimento da grande fissura diagonal na parede Norte, assim como agravamento dos danos já existentes e posterior colapso do modelo.

Não é possível fazer uma análise comparativa com o ensaio do modelo original pois a lei de carga aplicada nos dois ensaios foi diferente.

CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com a realização desta dissertação evidenciou-se a importância do reforço sísmico das estruturas de adobe. Atingiu-se o objetivo principal estabelecido com a realização do reforço do modelo, que era o de repor a resistência original do mesmo. A injeção de caldas foi bem-sucedida, permitindo selar corretamente as fissuras, alcançando-se assim a rigidez original do modelo. Verifica-se que, durante o ensaio do modelo reforçado, os valores de *drift* atingidos foram consideravelmente superiores, demonstrando que o reforço foi eficiente na melhoria da ductilidade do modelo. Denota-se uma alteração na distribuição de tensões na zona da janela, o que altera o comportamento da parede na qual esta se encontra, o que apela a ter especial atenção a zonas de aberturas no reforço sísmico deste tipo de construções. Através da análise das frequências do modelo observa-se que, no modelo original, estas tiveram uma quebra abrupta com o decorrer do ensaio, enquanto no modelo reforçado esta descida foi mais suave, indicando que o modelo reforçado preserva melhor as suas características originais com o aumento do *drift* imposto.

Como possíveis desenvolvimentos futuros nesta área de investigação, poder-se-á desenvolver um modelo semelhante de dois pisos, com soalho e cobertura de madeira, e submetê-lo a ensaios semelhantes aos realizados neste modelo. Poder-se-á também usar outros tipos de rede e buchas no reforço, assim como diferentes materiais na construção do modelo. O desenvolvimento de soluções de melhoria de ligação entre as paredes de adobe e elementos adjacentes (lajes e cobertura) é também algo que poderá ser estudado no futuro, visto estas ligações representarem zonas débeis quando sujeitas a esforços sísmicos. A realização de um ensaio horizontal cíclico bidirecional é também algo a ser considerado no futuro, pois permitirá aprofundar o conhecimento do comportamento deste tipo de estruturas quando sujeitas a esforços sísmicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AIS - Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

ALMEIDA, D. *et al.* - Projeto piloto. construção de casa de terra crua. , (1), 1–8.

ATC-40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. **Applied Technology Council.** ISSN 87552930 , 1, 334. doi: 10.1193/1.1586093.

BALTAR, A. M.; SATTTLER, P. M. - Construções em Terra.

BARTOLOMÉ, A. S.; PEHOVAZ, R. - Comportamiento a Carga Lateral Cíclica De Muros De Adobe Confinados. , 1–11.

BLONDET, M. *et al.* - Using industrial materials for the construction of safe adobe houses in seismic areas. **Proceedings of Earth Build 2005.**

BLONDET, M.; M., G. V. G.; BRZEV, S. - Earthquake-Resistant Construction of Adobe Buildings: A Tutorial. Em . [S.l.] : EERI/IAEE World Housing Encyclopedia, 2003

BLONDET, M.; SAAVEDRA, J. - Análisis sísmico de módulos de adobe reforzado con malla de polímero. , 1–27.

CARVALHO, R. - Caraterização de comportamento de estruturas em alvenaria de adobe. . [S.l.] : Universidade de Aveiro, 2013.

EN 1015-11: 1999: Methods of test for mortar for masonry – Part 11:

Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.

European Committee for Standardization, Brussels. CEN.

CNS FARNELL LIMITED - Operating instructions pundit 6 Model PC1000. , 44(0), 1–11.

CORRADI, M.; BORRI, A.; VIGNOLI, A. - Strengthening techniques tested on masonry structures struck by the Umbria – Marche earthquake of 1997 – 1998.

Construction and Building Materials. , 16, 229–239.

- CRATERRE - **Architecture de terre le monde** [Em linha] Disponível em WWW:URL:http://craterre.org/accueil:galerie-des-images/default/gallery/38/gallery_view/Gallery#.
- DOWLING, D.; SAMALI, B.; LI, J. - An Improved Means of Reinforcing Adobe Walls - External Vertical Reinforcement. , 1–19.
- FIGUEIREDO, A. - Caracterização de uma solução de reforço sísmico de paredes de adobe. . [S.l.] : Universidade de Aveiro, 2009.
- GETTY - Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium. Proceedings of the Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, April 11–13. [S.l.] : J. Paul Getty Trust, 2006. ISBN 9780982766842.
- GUTIERREZ, J. - Notes on the seismic adequacy of vernacular buildings. **13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6.** , 500000(5011), 30.
- MANIATIDIS, V.; WALKER, P. - A review of rammed earth construction. **Developing rammed earth for UK housing.** , (May), 109.
- MANSO, A. C. - Informação sobre custos.Fichas de atualização - Dez 2012.
- MANUEL, M.; COSTA, C.; PONTE, D. A. - ARQUITETURA DE TERRA : o desenho para a durabilidade das construções.
- MIGUEL, J.; RODRIGUES, V. - Principais técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos.
- MINKE, G. - Manual de construcción para viviendas antisísmicas de tierra.
- NASCENTES, C. - **Construção de casas sustentáveis em Divina Pastora** [Em linha] Disponível em WWW:URL:<http://ambientalsustentavel.org/2011/comeca-a-construcao-de-casas-sustentaveis-em-divina-pastora/>.
- NOGUEZ, R. V.; NAVARRO, S. A. M. - **Reparación de muros de adobe con recurso a mallas sintéticas**
- NTE E.080 - Reglamento nacional de construcciones norma técnica de edificación nte e.080.
- OLIVEIRA, C. F.; VARUM, H.; VARGAS, J. - Earthen Construction : Structural Vulnerabilities and Retrofit Solutions for Seismic Actions. Em **15 World Conferences**

on Earthquake Engineering LISBOA

PEÑA, F.; LOURENÇO, P. B. - Estruturas em Terra. Comportamento e Patologias.

PENAS, F. E. - Argamassas de cal hidráulica para revestimentos de paredes. , 1–118.

PEREIRA, H. - Caracterização do comportamento estrutural de construções em adobe. , 84.

QUIJUN, D.; ZEGARRA, L.; GIESECKE, A. - Adobe Reforzado con Mallas de Alambre: Ensayos de Simulación Sísmica y Aplicación a Construcciones Reales. *Sierra*. , 1970, 1–11.

RILEM Technical Recommendations for the testing and use of construction materials. LUMA2 - Flexural strength of masonry units. RILEM.

SILVEIRA, D.; VARUM, H.; COSTA, A. - Influence of the testing procedures in the mechanical characterization of adobe bricks. **Construction and Building Materials**. ISSN 09500618 , 40, 719–728. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.11.058.

TAVARES, A.; COSTA, A.; VARUM, H. - Common Pathologies in Composite Adobe and Reinforced Concrete Constructions. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. , 26(4), 389–401. doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000200.

TOLLES, E. L. *et al.* - Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures Final Report of the Getty Seismic Adobe Project Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures. ISBN 0892365870.

TORGAL, F. P.; EIRES, R. M. G.; JALALI, S. - Construção em Terra. ISBN 9789728692407.

TORREALVA, D.; NEUMANN, J. V. - Structural engineering issues for the reconstruction and restoration of bam.

USECHE, I. - **Experiencia constructiva, bloque de tierra compactada (BTC) y estabilizados con cemento**. Decanato de Investigación Edificio B Sector Paramillo – San Cristóbal – Estado Táchira, Venezuela : [s.n.]

VARGAS, J.; TORRE, D.; BLONDET, M. - Construcción de casas saludables y sismorresistentes de adobe reforzado con geomallas. [Em linha] Disponível em WWW:URL:<http://www.pucp.edu.pe/documento/publicaciones/construccion-de-casas-saludables-y-sismoresistentes-de-adobe-reforzado-zona-de-la-sierra.pdf>. ISBN

9789972428388.

VARUM, H. *et al.* - Caracterização Do Comportamento Estrutural De Um Modelo De Adobe E Estudo De Uma Solução De Reforço. **Xi Congreso Internacional De Arquitectura En Tierra Tradición E Innovación.**

VARUM, H. *et al.* - Caraterização do comportamento estrutural de um modelo de adobe e estudo de uma solução de reforço. Em **XI CONGRESO INTERNACIONAL DE ARQUITECTURA EN TIERRA TRADICIÓN E INNOVACIÓN**

WAY, E. - Ultrasonic Pulse Velocity Testing Technical Reference Manual. , 44(August), 1–25.

ANEXO A

Tabela 10 – Valores do ensaio à flexão dos adobes recuperados

Adobe	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Largura (cm)	Deslocamento (mm)	F (kN)	σ (KPa)
1	10,5	43,5	22,5	0,344	1,384	292,9
2	10,5	44,0	22,0	0,326	1,313	284,2
3	10,0	43,5	22,0	0,368	1,478	352,7
4	10,5	44,0	22,0	0,467	1,867	404,1
5	9,0	44,0	22,0	0,246	0,999	294,2
6	10,0	43,0	22,0	0,322	1,297	309,6
7	10,0	43,0	22,0	0,403	1,616	385,5
8	10,0	43,0	22,0	0,337	1,356	323,7
9	10,0	43,5	22,0	0,314	1,266	302,1

Tabela 11 – Média dos resultados do ensaio à flexão dos adobes recuperados

Resistência (kPa)	Desvio Padrão	Coefficiente de variação (%)
327,7	43,37	13,2

ANEXO B

Tabela 12 – Resultados dos ensaios de flexão: argamassa de assentamento

Nome	Espessura	Largura	Suporte inferior	Máx_Força	Máx_Tensão
Unidade	mm	mm	mm	N	N/mm ²
MA_11/6_A	40,00	40,00	100,00	166,13	0,39
MA_11/6_B	40,00	40,00	100,00	143,78	0,34
MA_11/6_C	40,00	40,00	100,00	155,31	0,36
MA_12/6_A	40,00	40,00	100,00	152,36	0,36
MA_12/6_B	40,00	40,00	100,00	130,95	0,31
MA_12/6_C	40,00	40,00	100,00	110,63	0,26
MA_12/6_B1	40,00	40,00	100,00	96,83	0,23
MA_12/6_C1	40,00	40,00	100,00	80,67	0,19
MA_14/6_A	40,00	40,00	100,00	128,19	0,30
MA_14/6_B	40,00	40,00	100,00	135,05	0,32
MA_14/6_C	40,00	40,00	100,00	136,88	0,32
MA_14/6_B1	40,00	40,00	100,00	67,19	0,16
MA_14/6_C1	40,00	40,00	100,00	128,70	0,30
MA_16/6_A	40,00	40,00	100,00	184,66	0,43
MA_16/6_B	40,00	40,00	100,00	137,27	0,32
MA_16/6_C	40,00	40,00	100,00	192,30	0,45
MA_17/6_A	40,00	40,00	100,00	168,69	0,40
MA_17/6_B	40,00	40,00	100,00	196,48	0,46
MA_17/6_C	40,00	40,00	100,00	162,08	0,38
MA_18/6_A	40,00	40,00	100,00	145,52	0,34
MA_18/6_B	40,00	40,00	100,00	157,03	0,37
MA_18/6_C	40,00	40,00	100,00	132,78	0,31
MA_19/6_A	40,00	40,00	100,00	155,89	0,37
MA_19/6_B	40,00	40,00	100,00	157,97	0,37
MA_19/6_C	40,00	40,00	100,00	139,53	0,33
MA_2.1	40,00	40,00	100,00	186,56	0,44
MA_2.2	40,00	40,00	100,00	197,75	0,46
MA_2.3	40,00	40,00	100,00	216,34	0,51
MA_3.1	40,00	40,00	100,00	169,05	0,40
MA_3.2	40,00	40,00	100,00	179,02	0,42
MA_3.3	40,00	40,00	100,00	177,13	0,42
MA_4.1	40,00	40,00	100,00	188,16	0,44
MA_4.2	40,00	40,00	100,00	228,75	0,54
MA_4.3	40,00	40,00	100,00	172,72	0,40
MA_5.1	40,00	40,00	100,00	199,09	0,47
MA_5.2	40,00	40,00	100,00	193,31	0,45
MA_5.3	40,00	40,00	100,00	172,61	0,40
MA_6.1	40,00	40,00	100,00	204,44	0,48
MA_6.2	40,00	40,00	100,00	195,06	0,46
MA_6.3	40,00	40,00	100,00	201,34	0,47
MA_7.1	40,00	40,00	100,00	183,03	0,43
MA_7.2	40,00	40,00	100,00	164,06	0,38
MA_7.3	40,00	40,00	100,00	149,84	0,35
MA_8.1	40,00	40,00	100,00	147,73	0,35
MA_8.2	40,00	40,00	100,00	169,59	0,40
MA_8.3	40,00	40,00	100,00	86,11	0,20
MA_9.1	40,00	40,00	100,00	187,19	0,44
MA_9.2	40,00	40,00	100,00	135,92	0,32
MA_9.3	40,00	40,00	100,00	183,91	0,43
MA_13_1	40,00	40,00	100,00	137,98	0,32
Total Média				159,79	0,37
Total Desvio Padrão				34,65	0,08
Total Variação				0,22	0,22

Tabela 13 – Resultados dos ensaios de compressão: argamassa de assentamento

Nome	Espessura	Largura	Altura	Máx_Força	Máx_Tensão
Unidade	mm	mm	mm	N	N/mm ²
MA_2.1	40,00	40,00	40,00	1756,25	1,10
MA_2.2	40,00	40,00	40,00	1677,03	1,05
MA_2.3	40,00	40,00	40,00	1875,39	1,17
MA_3.1	40,00	40,00	40,00	1751,48	1,09
MA_3.2	40,00	40,00	40,00	1766,48	1,10
MA_3.3	40,00	40,00	40,00	1888,36	1,18
MA_4.1	40,00	40,00	40,00	2042,58	1,28
MA_4.2	40,00	40,00	40,00	2055,55	1,28
MA_4.3	40,00	40,00	40,00	1910,94	1,19
MA_5.1	40,00	40,00	40,00	2343,36	1,46
MA_5.2	40,00	40,00	40,00	2395,08	1,50
MA_5.3	40,00	40,00	40,00	2124,38	1,33
MA_6.1	40,00	40,00	40,00	2057,19	1,29
MA_6.2	40,00	40,00	40,00	1985,63	1,24
MA_6.3	40,00	40,00	40,00	2038,98	1,27
MA_7.1	40,00	40,00	40,00	1853,91	1,16
MA_7.2	40,00	40,00	40,00	1737,19	1,09
MA_7.3	40,00	40,00	40,00	1580,31	0,99
MA_8.1	40,00	40,00	40,00	1443,13	0,90
MA_8.2	40,00	40,00	40,00	1509,92	0,94
MA_8.3	40,00	40,00	40,00	1410,23	0,88
MA_9.1	40,00	40,00	40,00	1969,22	1,23
MA_9.2	40,00	40,00	40,00	1958,05	1,22
MA_9.3	40,00	40,00	40,00	1851,72	1,16
Total Média				1874,27	1,17
Total Desvio Padrão				248,93	0,16
Total Variação				0,13	0,13

Tabela 14 - Resultados dos ensaios de flexão: argamassa usada no tamponamento das fissuras

Nome	Espessura	Largura	Altura	Máx_Força	Máx_Tensão
Unidade	mm	mm	mm	N	N/mm²
MAA1	40,00	40,00	40,00	11834,40	7,40
MAA2	40,00	40,00	40,00	10400,00	6,50
MAA3	40,00	40,00	40,00	11935,90	7,46
MAA4	40,00	40,00	40,00	7223,44	4,51
MAA5	40,00	40,00	40,00	7503,13	4,69
MAA6	40,00	40,00	40,00	7360,94	4,60
MAA7	40,00	40,00	40,00	7960,94	4,98
MAA8	40,00	40,00	40,00	7312,50	4,57
MAA9	40,00	40,00	40,00	7971,88	4,98
Total Média				8833,68	5,52
Total Desvio Padrão				1982,17	1,24
Total Variação				0,22	0,22

Tabela 15 - Resultados dos ensaios de compressão: argamassa usada no tamponamento das fissuras

Nome	Espessura	Largura	Suporte inferior	Máx_Força	Máx_Tensão
Unidade	mm	mm	mm	N	N/mm ²
MAA1	40,00	40,00	100,00	820,70	1,92
MAA2	40,00	40,00	100,00	711,95	1,67
MAA3	40,00	40,00	100,00	821,17	1,92
MAA4	40,00	40,00	100,00	527,81	1,24
MAA5	40,00	40,00	100,00	483,20	1,13
MAA6	40,00	40,00	100,00	477,89	1,12
MAA7	40,00	40,00	100,00	502,42	1,18
MAA8	40,00	40,00	100,00	529,61	1,24
MAA9	40,00	40,00	100,00	562,27	1,32
Total Média				604,11	1,42
Total Desvio Padrão				141,28	0,33
Total Variação				0,23	0,23

Tabela 16 – Resultados dos ensaios de compressão: argamassa injetada nas fissuras na primeira injeção

Nome	Espessura	Largura	Altura	Máx_Força	Máx_Tensão
Unidade	mm	mm	mm	N	N/mm²
IC3_1	40,00	37,00	34,00	2319,38	1,57
IC3_2	40,00	37,00	34,00	1799,38	1,22
IC3_3	40,00	35,00	37,00	2283,59	1,63
Total Média				2134,12	1,47
Total Desvio Padrão				290,44	0,22
Total Variação				0,14	0,15

Tabela 17 - Resultados dos ensaios de compressão: argamassa injetada nas fissuras na segunda injeção

Nome	Espessura	Largura	Altura	Máx_Força	Máx_Tensão
Unidade	mm	mm	mm	N	N/mm²
A1	40,00	40,00	40,00	5845,94	3,65
A2	40,00	40,00	40,00	5912,19	3,70
A3	40,00	40,00	40,00	4593,75	2,87
A4	40,00	40,00	40,00	5950,94	3,72
A6	40,00	40,00	40,00	7025,31	4,39
A7	40,00	40,00	40,00	4855,00	3,03
A8	40,00	40,00	40,00	5232,19	3,27
A9	40,00	40,00	40,00	6864,38	4,29
B1	40,00	40,00	40,00	5180,63	3,24
B2	40,00	40,00	40,00	5221,88	3,26
B3	40,00	40,00	40,00	5409,69	3,38
B4	40,00	40,00	40,00	227,50	0,14
C1	40,00	40,00	40,00	1453,44	0,91
C2	40,00	40,00	40,00	4964,69	3,10
C3	40,00	40,00	40,00	4744,06	2,97
C6	40,00	40,00	40,00	5607,19	3,50
C8	40,00	40,00	40,00	5370,00	3,36
C9	40,00	40,00	40,00	5647,19	3,53
Total Média				5005,89	3,13
Total Desvio Padrão				1660,35	1,04
Total Variação				0,33	0,33

Tabela 18 - Resultados dos ensaios de flexão: argamassa injetada nas fissuras na segunda injeção

Nome	Espessura	Largura	Suporte inferior	Máx_Força	Máx_Tensão
Unidade	mm	mm	mm	N	N/mm ²
A1	40	40	100	26,45	0,06
A2	40	40	100	59,84	0,14
A3	40	40	100	46,10	0,11
A4	40	40	100	59,39	0,14
A7	40	40	100	12,77	0,03
A8	40	40	100	25,72	0,06
A9	40	40	100	40,58	0,10
C2	40	40	100	35,54	0,08
C9	40	40	100	135,34	0,32
TotalMédia				49,08	0,12
TotalDesvioPadrão				35,89	0,08
TotalVariação				73%	73%

Tabela 19 – Resultados do ensaio Pundit: argamassa de assentamento

Referência	Tempo (ms)	Massa (kg)	Comprimento (m)	Área da Secção (m²)	Velocidade (km/s)	Densidade (kg/m³)	$(1+\delta)/(1-2\delta)/(1-\delta)$	Módulo de Elasticidade (Gpa)
MA 8-3	112,5	0,481	0,16	0,0016	1,42	1878,91	1	3,80
MA 8-2	115,5	0,48	0,16	0,0016	1,39	1875,00	1	3,60
MA 8-1	114,7	0,481	0,16	0,0016	1,39	1878,91	1	3,66
MA 5-1	98,2	0,478	0,16	0,0016	1,63	1867,19	1	4,96
MA 5-2	100,2	0,478	0,16	0,0016	1,60	1867,19	1	4,76
MA 5-3	100,3	0,476	0,16	0,0016	1,60	1859,38	1	4,73
MA 6-1	97,1	0,477	0,16	0,0016	1,65	1863,28	1	5,06
MA 6-2	103,2	0,468	0,16	0,0016	1,55	1828,13	1	4,39
MA 6-3	102	0,473	0,16	0,0016	1,57	1847,66	1	4,55
MA 4-1	99,5	0,475	0,16	0,0016	1,61	1855,47	1	4,80
MA 4-2	96,2	0,47	0,16	0,0016	1,66	1835,94	1	5,08
MA 4-3	97,6	0,47	0,16	0,0016	1,64	1835,94	1	4,93
MA 2-1	101,3	0,475	0,16	0,0016	1,58	1855,47	1	4,63
MA3-2	101,7	0,464	0,16	0,0016	1,57	1812,50	1	4,49
MA 3-3	101,2	0,465	0,16	0,0016	1,58	1816,41	1	4,54
MA 7-1	107,5	0,487	0,16	0,0016	1,49	1902,34	1	4,21
MA 7-2	108,8	0,477	0,16	0,0016	1,47	1863,28	1	4,03
MA 7-3	110,4	0,471	0,16	0,0016	1,45	1839,84	1	3,86
MA 3-1	101,2	0,46	0,16	0,0016	1,58	1796,88	1	4,49
MA 2-2	98,1	0,475	0,16	0,0016	1,63	1855,47	1	4,94
MA 2-3	97,9	0,471	0,16	0,0016	1,63	1839,84	1	4,91
MA 9-1	101,5		0,16	0,0016	1,58	0,00	1	0,00
MA 9-2	104,1	0,484	0,16	0,0016	1,54	1890,63	1	4,47
MA 9-3	99,7	0,482	0,16	0,0016	1,60	1882,81	1	4,85
MA 12/6 A	108,6	0,511	0,16	0,0016	1,47	1996,09	1	4,33
MA 12/6 B	111,3	0,495	0,16	0,0016	1,44	1933,59	1	4,00
MA 12/6 C	106,3	0,503	0,16	0,0016	1,51	1964,84	1	4,45
MA 12/6 A1	131,2	0,432	0,16	0,0016	1,22	1687,50	1	2,51
MA 12/6 B1	134,6	0,434	0,16	0,0016	1,19	1695,31	1	2,40
MA 12/6 C1	135,6	0,435	0,16	0,0016	1,18	1699,22	1	2,37
MA 14/6 A	128,7	0,437	0,16	0,0016	1,24	1707,03	1	2,64
MA 14/6 B	126,6	0,434	0,16	0,0016	1,26	1695,31	1	2,71
MA 14/6 C	124,4	0,431	0,16	0,0016	1,29	1683,59	1	2,79
MA 11/6 A	116,6	0,494	0,16	0,0016	1,37	1929,69	1	3,63
MA 11/6 B	115,7	0,49	0,16	0,0016	1,38	1914,06	1	3,66
MA 11/6 C	120,2	0,481	0,16	0,0016	1,33	1878,91	1	3,33

MA 18/6 A	113,1	0,437	0,16	0,0016	1,41	1707,03	1	3,42
MA 18/6 B	113,7	0,438	0,16	0,0016	1,41	1710,94	1	3,39
MA 18/6 C	114,6	0,438	0,16	0,0016	1,40	1710,94	1	3,34
MA 19/6 A	110,2	0,447	0,16	0,0016	1,45	1746,09	1	3,68
MA 19/6 B	109,1	0,44	0,16	0,0016	1,47	1718,75	1	3,70
MA 19/6 C	106,2	0,44	0,16	0,0016	1,51	1718,75	1	3,90
MA 17/6 A	103,5	0,448	0,16	0,0016	1,55	1750,00	1	4,18
MA 17/6 B	106,9	0,447	0,16	0,0016	1,50	1746,09	1	3,91
MA 17/6 C	104,5	0,458	0,16	0,0016	1,53	1789,06	1	4,19
MA 16/6 A	105,8	0,453	0,16	0,0016	1,51	1769,53	1	4,05
MA 16/6 B	106,6	0,452	0,16	0,0016	1,50	1765,63	1	3,98
MA 16/6 C	109,8	0,448	0,16	0,0016	1,46	1750,00	1	3,72
MA 14/6 A1	118,3	0,453	0,16	0,0016	1,35	1769,53	1	3,24
MA 14/6 B1	118,9	0,46	0,16	0,0016	1,35	1796,88	1	3,25
MA 14/6 C1	124,7	0,458	0,16	0,0016	1,28	1789,06	1	2,95
Total Média								3,87
Total Desvio Padrão								0,93
Total Variação								0,24

Tabela 20 - Resultados do ensaio Pundit: argamassa usada no tamponamento das fissuras

Referência	Tempo (ms)	Massa (kg)	Comprimento (m)	Área da Secção (m ²)	Velocidade (km/s)	Densidade (kg/m ³)	$(1+\delta)/(1-2\delta)$	Módulo de Elasticidade (Gpa)
MAA 1	57,8	0,507	0,16	0,0016	2,77	1980,47	1	15,18
MAA 2	61,4	0,5	0,16	0,0016	2,61	1953,13	1	13,26
MAA 3	59,7	0,507	0,16	0,0016	2,68	1980,47	1	14,23
MAA 4	69,8	0,492	0,16	0,0016	2,29	1921,88	1	10,10
MAA 5	69,8	0,498	0,16	0,0016	2,29	1945,31	1	10,22
MAA 6	68,5	0,492	0,16	0,0016	2,34	1921,88	1	10,49
MAA 7	70,3	0,501	0,16	0,0016	2,28	1957,03	1	10,14
MAA 8	71,8	0,51	0,16	0,0016	2,23	1992,19	1	9,89
MAA 9	67,6	0,512	0,16	0,0016	2,37	2000,00	1	11,20
Total Média								11,63
Total Desvio Padrão								2,03
Total Variação								0,17

Tabela 21 - Resultados do ensaio Pundit: argamassa injetada nas fissuras na segunda injeção

Referência	Tempo (ms)	Massa (kg)	Comprimento (m)	Área da Secção (m ²)	Velocidade (km/s)	Densidade (kg/m ³)	$(1+\delta)/1-2\delta/(1-\delta)$	Módulo de Elasticidade (Gpa)
C1	92,4	0,305	0,16	0,0016	1,73	1191,41	1	3,57
C2	101,3	0,308	0,16	0,0016	1,58	1203,13	1	3,00
C3	101	0,313	0,16	0,0016	1,58	1222,66	1	3,07
C4	92,8	0,315	0,16	0,0016	1,72	1230,47	1	3,66
C5	97,4	0,311	0,16	0,0016	1,64	1214,84	1	3,28
C6	113,4	0,32	0,16	0,0016	1,41	1250,00	1	2,49
C7	101,3	0,307	0,16	0,0016	1,58	1199,22	1	2,99
C8	99,8	0,304	0,16	0,0016	1,60	1187,50	1	3,05
C9	98,2	0,309	0,16	0,0016	1,63	1207,03	1	3,20
B1	101,2	0,288	0,16	0,0016	1,58	1125,00	1	2,81
B2	98,2	0,291	0,16	0,0016	1,63	1136,72	1	3,02
B3	106	0,283	0,16	0,0016	1,51	1105,47	1	2,52
B4	98,6	0,249	0,16	0,0016	1,62	972,66	1	2,56
B5	102,2	0,249	0,16	0,0016	1,57	972,66	1	2,38
B6	99,9	0,277	0,16	0,0016	1,60	1082,03	1	2,78
A1	101,2	0,292	0,16	0,0016	1,58	1140,63	1	2,85
A2	106,2	0,289	0,16	0,0016	1,51	1128,91	1	2,56
A3	107	0,293	0,16	0,0016	1,50	1144,53	1	2,56
A4	92,4	0,315	0,16	0,0016	1,73	1230,47	1	3,69
A5	91,3	0,317	0,16	0,0016	1,75	1238,28	1	3,80
A6	99,3	0,318	0,16	0,0016	1,61	1242,19	1	3,22
A7	104	0,308	0,16	0,0016	1,54	1203,13	1	2,85
A8	98,3	0,314	0,16	0,0016	1,63	1226,56	1	3,25
A9	97,7	0,313	0,16	0,0016	1,64	1222,66	1	3,28
Total Média								3,02
Total Desvio Padrão								0,40
Total Variação								0,13

ANEXO C

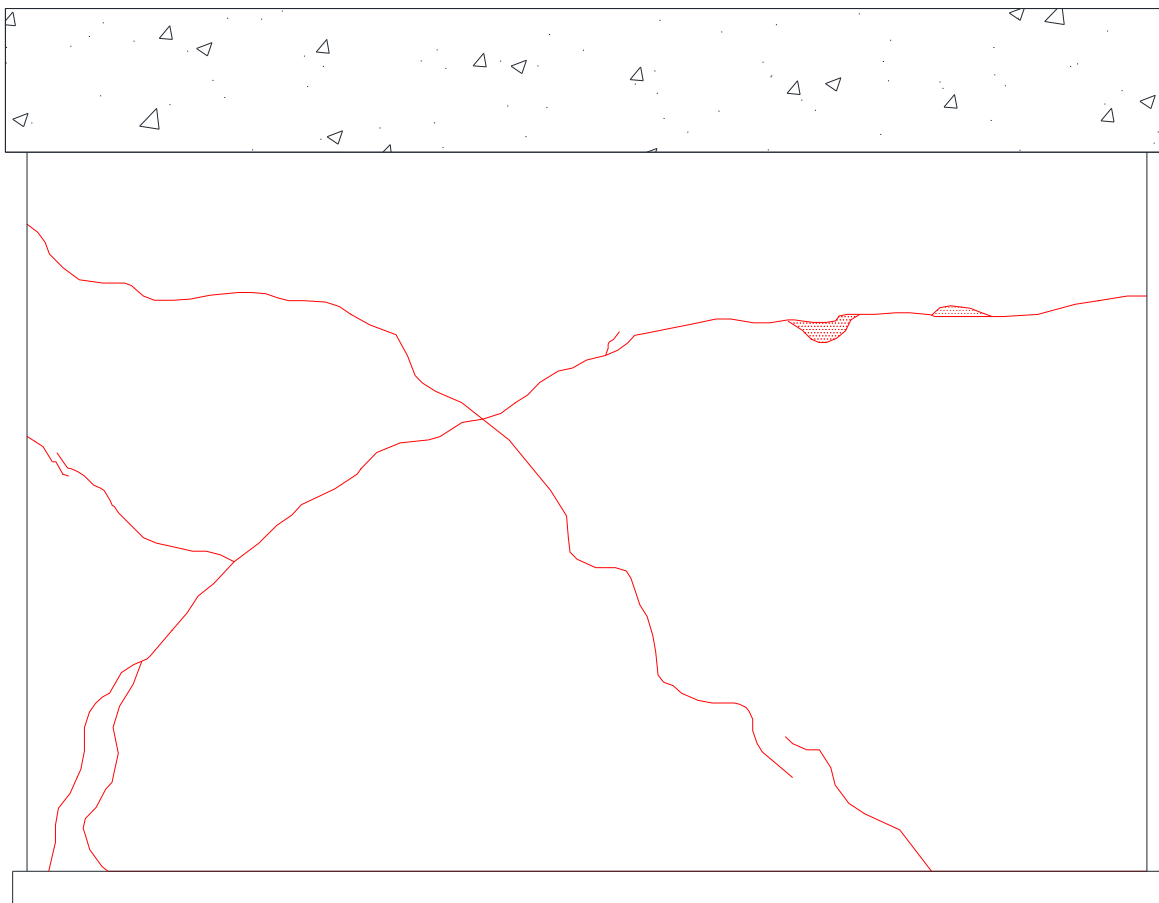


Figura 59 - Mapa de pormenor de danos do modelo original: Fachada Norte

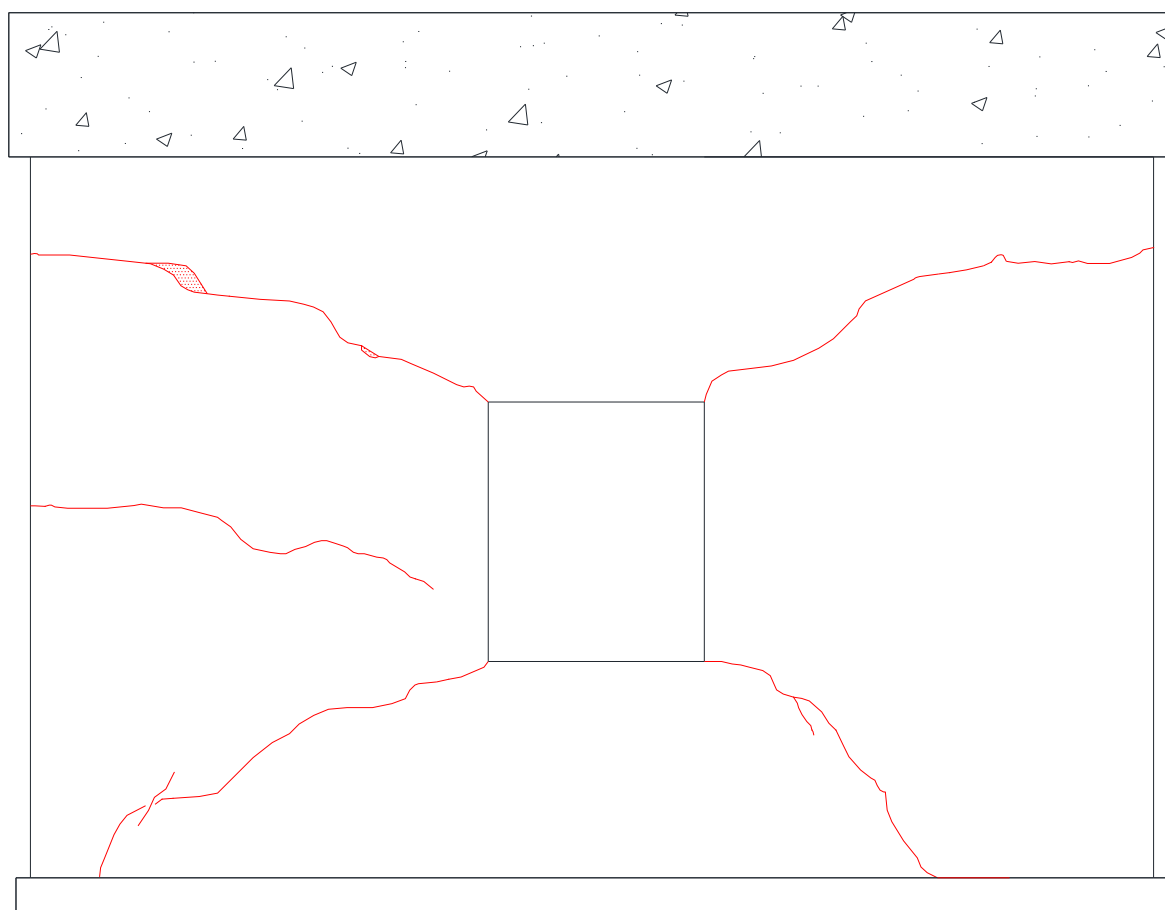


Figura 60 - Mapa de pormenor de danos do modelo original: Fachada Sul

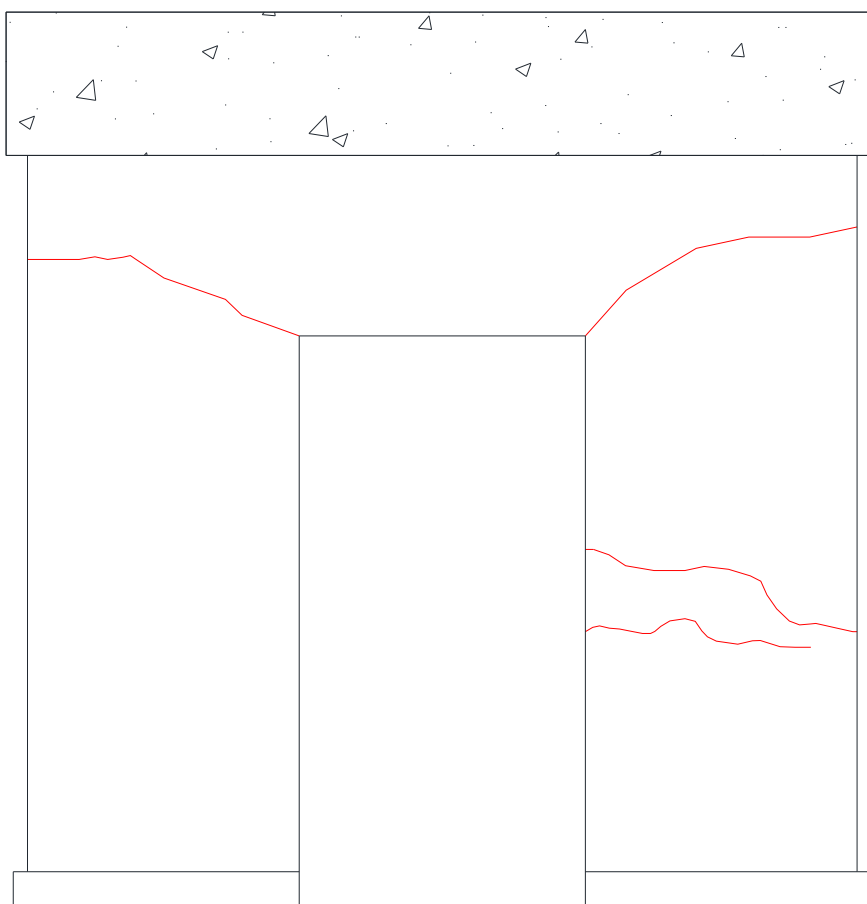


Figura 61 - Mapa de pormenor de danos do modelo original: Fachada Este

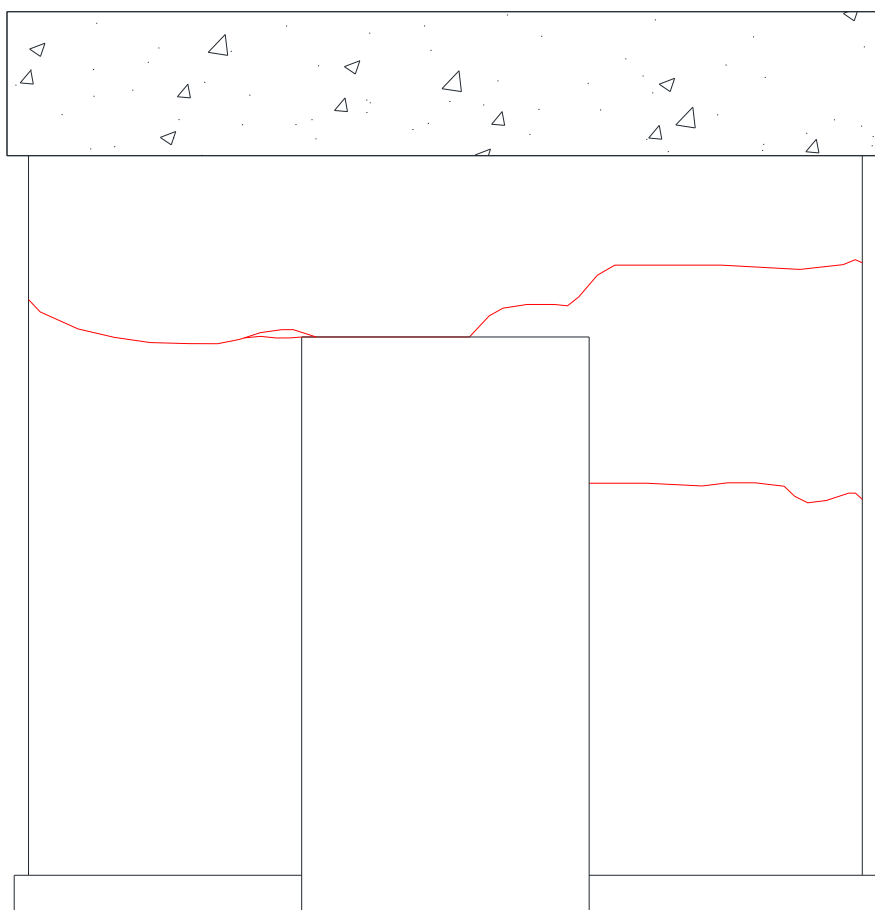


Figura 62 - Mapa de pormenor de danos do modelo original: Fachada Oeste

ANEXO D

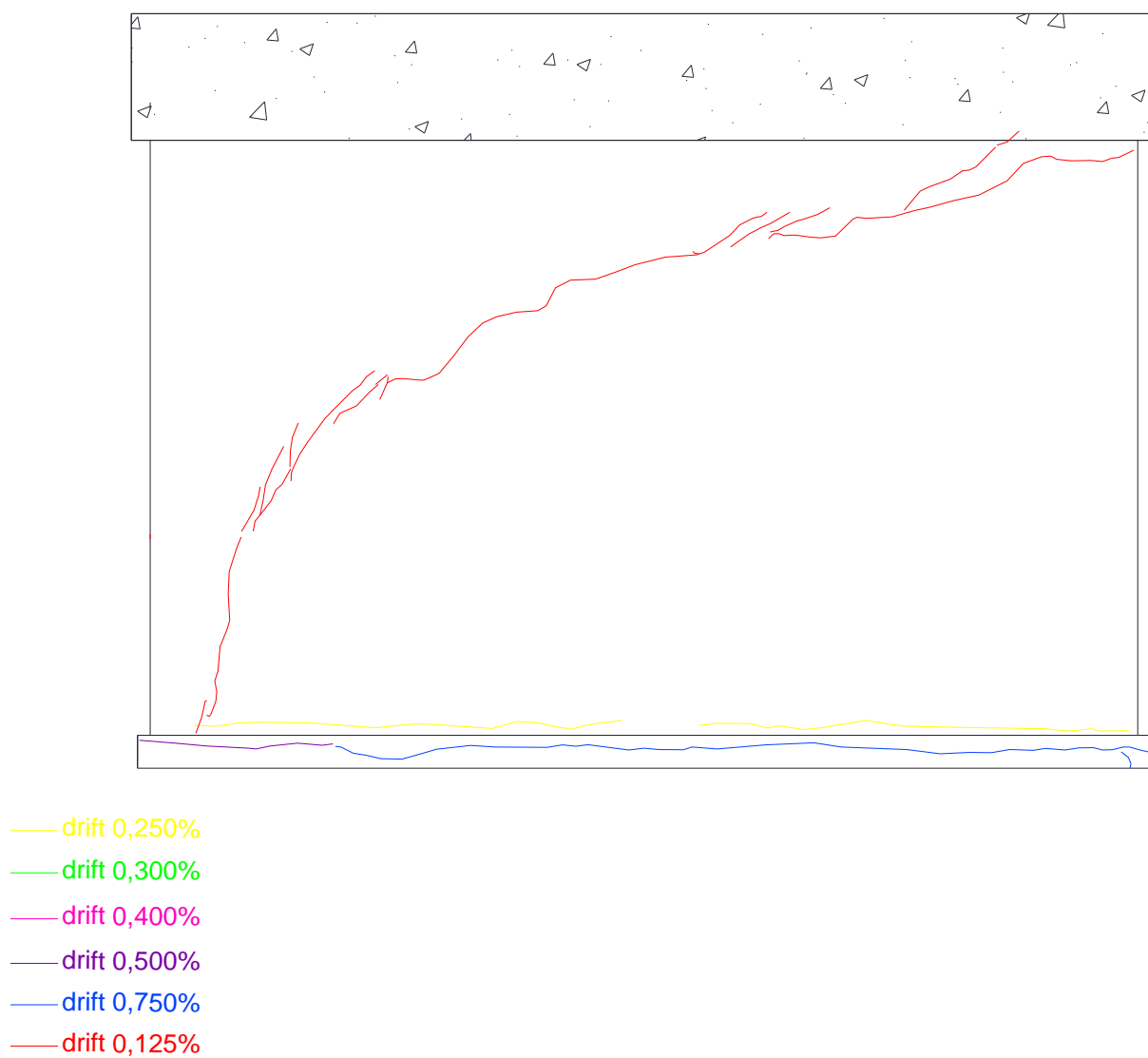


Figura 63 - Mapa de pormenor de danos do modelo reforçado: Fachada Norte

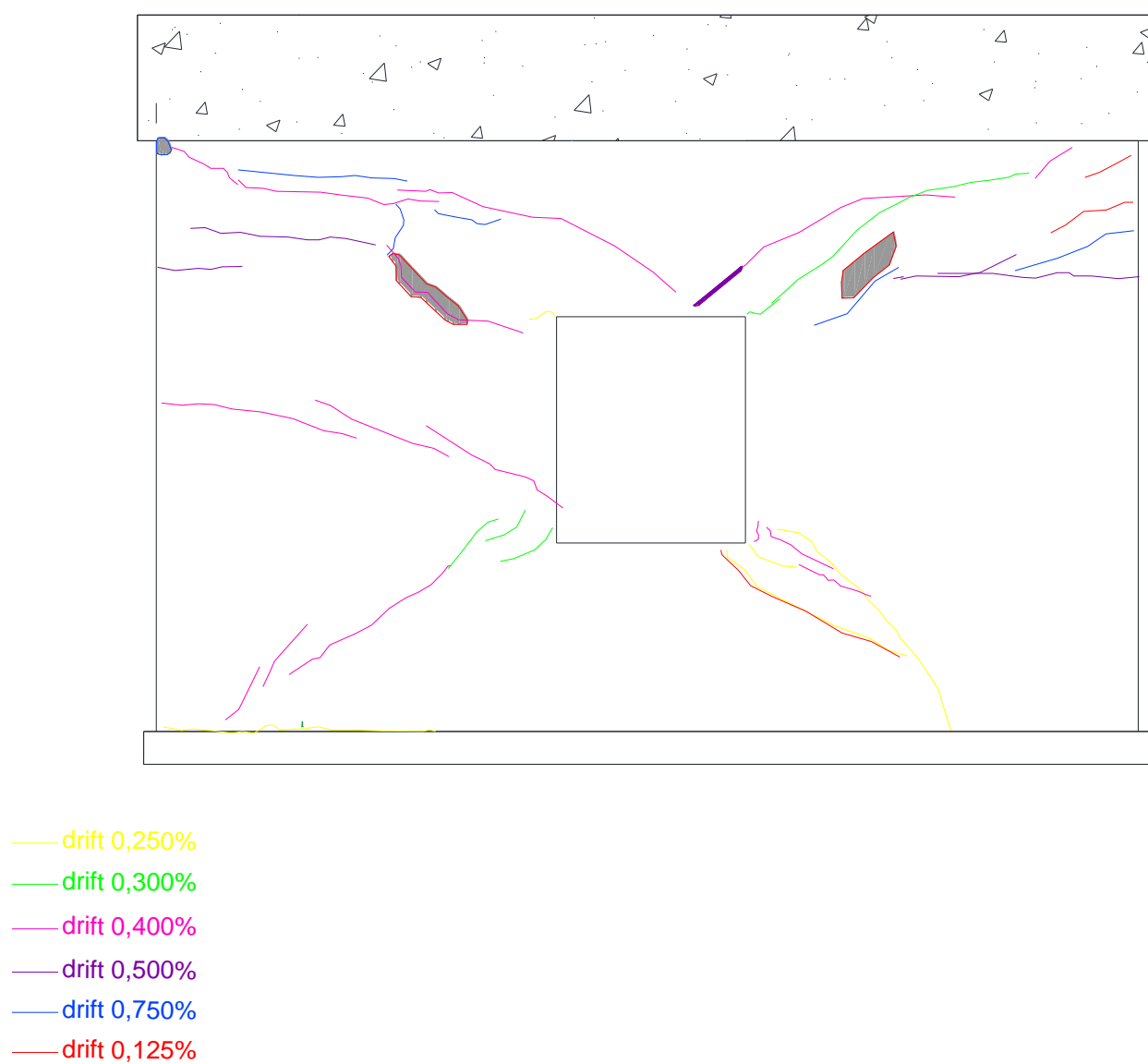


Figura 64 - Mapa de pormenor de danos do modelo reforçado: Fachada Sul

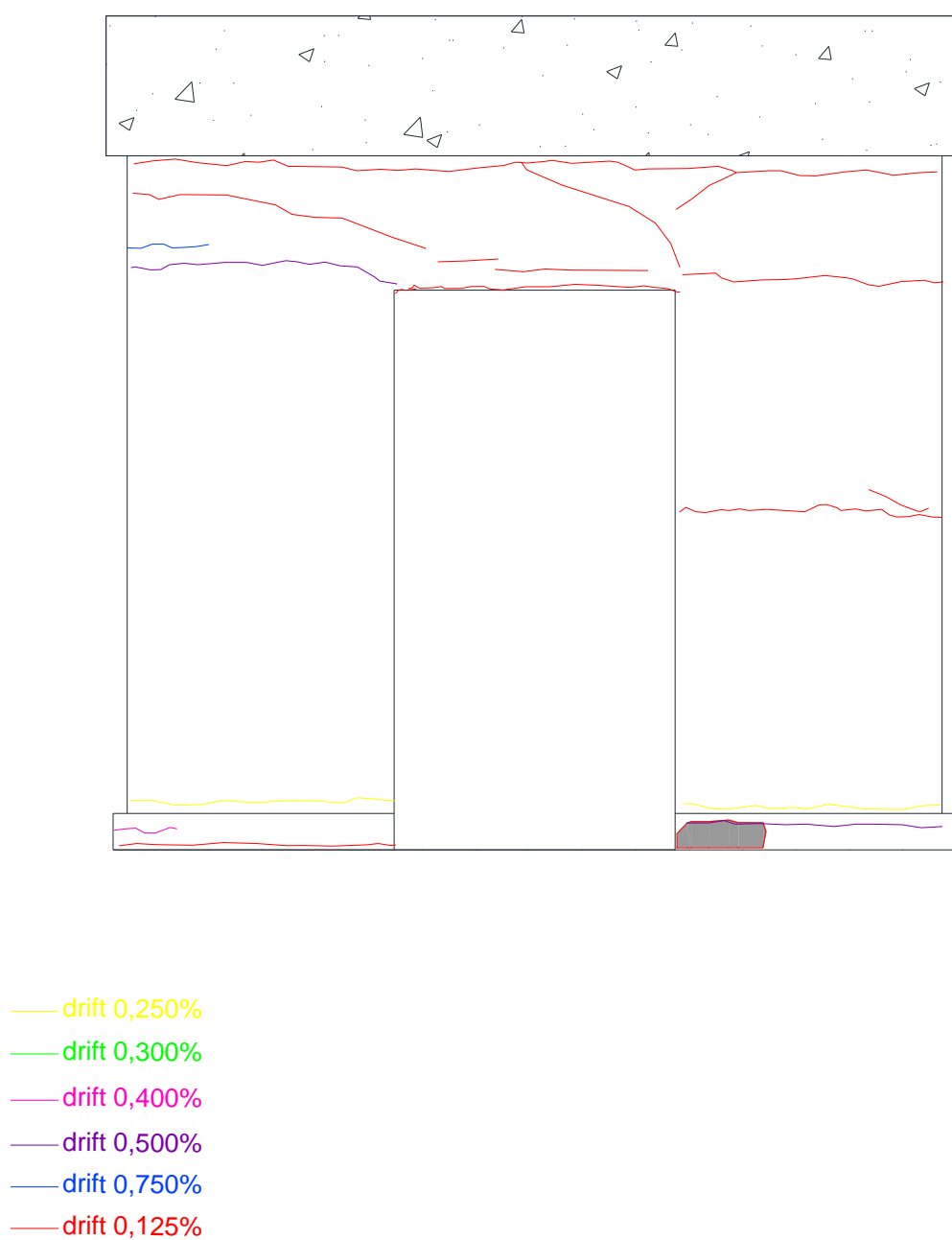


Figura 65 - Mapa de pormenor de danos do modelo reforçado: Fachada Este

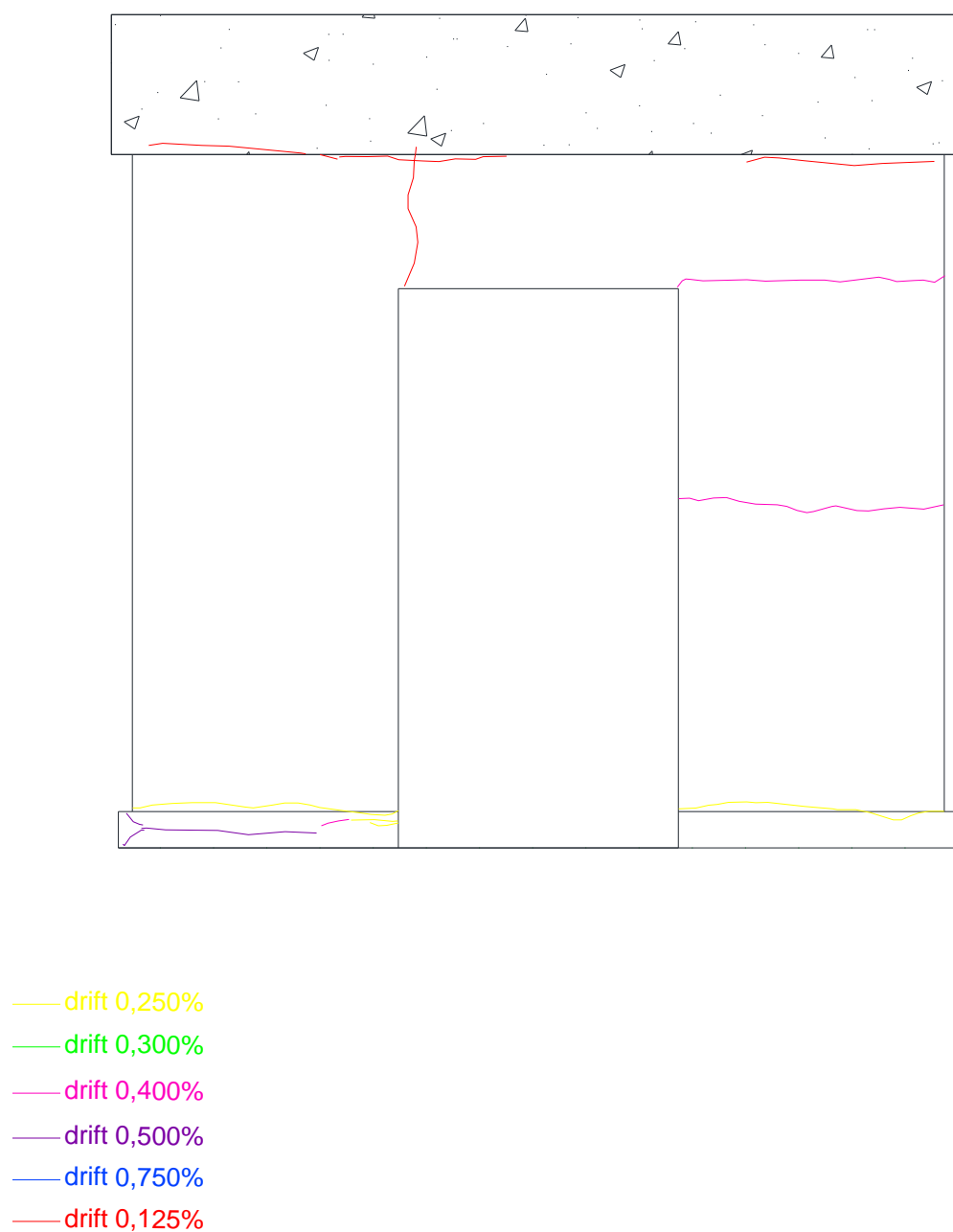


Figura 66 - Mapa de pormenor de danos do modelo reforçado: Fachada Oeste